



M 2015

ESCAVAÇÕES EM SOLOS SUPORTADAS POR PAREDES MISTAS TIPO BERLIM DEFINITIVAS COMBINADAS COM COLUNAS DE *JET GROUT* OU PANÉIS DE *CUTTER SOIL MIXING* ARMADOS. ANÁLISE PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

LUÍS MIGUEL DE SOUSA BARROS

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO APRESENTADA

À FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO EM

MIEC – MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL – ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

**ESCAVAÇÕES EM SOLOS SUPORTADAS
POR PAREDES MISTAS TIPO BERLIM
DEFINITIVAS COMBINADAS COM
COLUNAS DE *JET GROUT* OU PAINÉIS
DE *CUTTER SOIL MIXING* ARMADOS.
ANÁLISE PELO MÉTODO DOS
ELEMENTOS FINITOS**

LUÍS MIGUEL DE SOUSA BARROS

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor José Manuel Leitão Borges

JUNHO DE 2015

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2014/2015

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2014/2015 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2015*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

A meus Pais, à minha irmã e à Inês

“O sucesso é ir de fracasso em fracasso sem perder o entusiasmo.”

Winston Churchill

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar, quer o autor agradecer ao Professor Doutor José Leitão Borges, no papel de orientador científico desta dissertação, pelo interesse e por ter demonstrado a sua total disponibilidade no acompanhamento deste trabalho. Agradece também pela cedência de elementos necessários à elaboração deste trabalho e pela revisão crítica e meticulosa efetuada. Admira o entusiasmo e interesse pelos temas aqui abordados, assim como o seu conhecimento e pertinência das observações efetuadas. Assim, quer o autor desta dissertação expressar o mais profundo reconhecimento ao seu orientador e dedicar um caloroso obrigado.

Quer o autor agradecer também a todos os professores do MIEC, em especial os da sua opção de especialização, Geotecnia, pelo empenho, vontade e qualidade na transmissão de conhecimentos.

Quer o autor deixar também uma palavra de agradecimento a todos os seus colegas de curso, principalmente ao Fábio Almeida e ao Helder Amorim, que através do seu companheirismo, amizade e boa disposição tornaram esta tarefa menos árdua.

Fica o autor eternamente grato a seus pais, irmã e família por lhe terem disponibilizado sempre as melhores condições para o seu sucesso profissional e pessoal.

Por fim, quer o autor deste trabalho agradecer à Inês Gomes por todo o apoio, compreensão, amizade e carinho demonstrados, não só nos momentos bons mas também nos momentos menos bons e de desespero do seu percurso académico e pessoal.

RESUMO

Pretende-se com o presente trabalho estudar a adequabilidade e o comportamento global de escavações suportadas por uma solução mista que resulta da combinação da solução construtiva paredes tipo Berlim definitivas com a execução prévia de painéis de *Cutter Soil Mixing (CSM)* ou colunas de *jet grout*, armados com perfis metálicos, em solos arenosos sem coesão e solos argilosos moles (as características geotécnicas destes solos não permitem que a solução simples de paredes tipo Berlim seja adotada como solução de contenção).

Numa primeira fase é feita uma apresentação muito sucinta das soluções de contenção que intervêm neste trabalho (paredes tipo Berlim definitivas, técnicas de *Jet Grouting* e *Cutter Soil Mixing*) e apresenta-se um caso de obra em que foi empregue esta solução mista.

De seguida, descrevem-se as principais características do programa de cálculo automático utilizado, desenvolvido por José Leitão Borges, baseado no Método dos Elementos Finitos, que permite proceder a análises de consolidação através de uma formulação acoplada mecânico-hidráulica (extensão da teoria de consolidação multidimensional de Biot) na qual o comportamento do solo é definido em termos de tensões efetivas. Na modelação do comportamento do solo usa-se um modelo constitutivo elastoplástico não linear, baseado na Mecânica dos Solos dos Estados Críticos, o modelo $p-q-\theta$. Com este programa são simulados ensaios de compressão triaxiais de forma a analisar funcionamento do modelo $p-q-\theta$.

Com este programa, procede-se à modelação numérica de uma escavação multi-escorada num maciço arenoso e outra num maciço argiloso mole (esta é reforçada com uma laje de fundo com colunas de *jet grout* de modo a minimizar os deslocamentos da estrutura de suporte). O comportamento da escavação no maciço arenoso é analisado desde o início dos trabalhos de remoção de terras até ao final da construção das lajes maciças de betão armado. Por sua vez, o comportamento da escavação no maciço argiloso mole é analisado desde o início dos trabalhos de escavação até ao final da consolidação. Dá-se especial atenção à análise dos excessos de pressão neutra e pressões neutras (apenas na escavação no maciço argiloso), das tensões efetivas horizontais e verticais, das tensões de corte, dos níveis de tensão, dos deslocamentos da estrutura de suporte, dos esforços axiais nas escoras e lajes de betão armado, dos momentos fletores nas duas paredes (*jet grout/CSM* e parede tipo Berlim definitiva), dos esforços de compressão na laje de fundo (apenas na escavação no maciço argiloso) e das pressões que os maciços comunicam às faces da estrutura de contenção.

Apresentam-se estudos paramétricos com o intuito de esclarecer a influência de determinados parâmetros no comportamento das escavações a curto e a longo prazo (apenas na escavação no maciço argiloso). Na escavação no maciço arenoso estuda-se a influência da rigidez à flexão de cada uma das paredes que constituem a solução mista e a redução dos níveis de escoramento. Por sua vez, na escavação no maciço argiloso estuda-se a influência da rigidez à flexão da parede tipo Berlim definitiva e da remoção da laje de fundo de *jet grout*.

Por fim, tecem-se algumas conclusões gerais e sugerem-se possíveis perspetivas de desenvolvimento futuro neste tema.

PALAVRAS-CHAVE: escavações, paredes tipo Berlim definitivas, *Jet Grouting*, *Cutter Soil Mixing*, modelação numérica.

ABSTRACT

The aim of this work is to study the suitability and the overall behavior of excavations supported by a mixed solution that results from the combination of Berlin-type retaining walls with prior execution of *Cutter Soil Mixing (CSM)* panels or *jet grout* columns, reinforced with vertical steel beams, in cohesionless sandy soils and soft clayey soils (the geotechnical characteristics of these soils do not allow that the single solution of Berlin-type wall is adopted as retaining solution).

Firstly, a very succinct presentation of the retaining solutions involved in this work (Berlin-type walls, *Jet Grouting* and *CSM* technologies) is performed, and a case study where this innovative solution was applied is presented.

Afterwards, the main features of the used automatic calculation program (RECRIB program), developed by José Leitão Borges, are described, which is based on the finite element method and incorporates coupled formulation of the flow and equilibrium equations for consolidation analysis (extended Biot's consolidation theory) in which the soil behavior is defined in terms of effective stress. The mathematical modelling of the soil behavior is performed by a non-linear elastic-plastic model, based on the Critical State Soil Mechanics (p - q - θ model). With this program, compression triaxial tests are simulated in order to assess how the p - q - θ model works.

With this program, a multi-strutted excavation in sandy soils and other excavation in soft clayey soil are modelled (the latter is reinforced with a *jet grout* base slab in order to minimize the wall displacements). The excavation behavior in the sandy soil is analyzed from the beginning of the excavation until the end of the construction of the reinforced concrete slabs. On other hand, the behavior of the excavation in the soft clay is analyzed from the beginning of the excavation until to the end of consolidation. Special emphasis is given to the analysis of the pore pressures (only for the excavation in the clayey soil), the horizontal and vertical effective stresses, shear stresses, stress levels, displacements of the retaining structure, the axial forces on the struts and the reinforced concrete slabs, the bending moments in the two walls (*jet grout/CSM* and Berlin-type wall), the compression stresses in the bottom slab (only for the excavation in the clayey soil) and the earth pressures on the wall faces.

Parametric studies are also presented in order to evaluate the influence of certain parameters on the behavior of the two excavations, at short and long terms (the latter only for the excavation in the clayey soil). For the excavation in the sandy soil, the influence of the bending stiffness of each of the two walls that forms the mixed solution and the reduction of the number of the strutted levels is studied. On other hand, for the excavation in the clayey soil, the influence of the bending stiffness of the Berlin-type wall and the removal of the jet-grout slab is also analyzed.

Finally, some overall conclusions are gathered and some possible future perspectives in this area are presented.

KEYWORDS: excavations, Berlin-type retaining walls, *Jet Grouting*, *Cutter Soil Mixing*, numerical modelling.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v

1. INTRODUÇÃO 1

2. SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS – ENQUADRAMENTO 3

2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	3
2.2. <i>JET GROUTING</i>	3
2.3. <i>CUTTER SOIL MIXING</i>	6
2.4. PAREDES TIPO BERLIM DEFINITIVAS.....	8
2.5. CASO DE OBRA: PAREDE TIPO BERLIM DEFINITIVA COMBINADA COM PAINÉIS <i>CSM</i> – LISBOA, PORTUGAL	12
2.5.1. PRINCIPAIS CONDICIONANTES.....	13
2.5.1.1. Condicionantes geológicas e geotécnicas.....	13
2.5.1.2. Outras condicionantes	14
2.5.2. SOLUÇÃO ADOTADA	14
2.5.3. PRINCIPAIS FASES DE CONSTRUÇÃO	16
2.5.4. PROJETO	17
2.5.5. PLANO DE MONITORIZAÇÃO E INVESTIGAÇÃO	17
2.5.6. PRINCIPAIS CONCLUSÕES.....	18

3. MODELO NUMÉRICO 19

3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	19
3.2. CONSOLIDAÇÃO EM MEIOS POROSOS DEFORMÁVEIS	20
3.3. MODELO NUMÉRICO DE RESOLUÇÃO	20
3.4. MODELO CONSTITUTIVO DO SOLO. MODELO $P-Q-\theta$	23
3.4.1. RELAÇÃO VOLUME-TENSÃO MÉDIA EFETIVA.....	24
3.4.2. LINHA DE ESTADOS CRÍTICOS	25
3.4.3. SUPERFÍCIE DE CEDÊNCIA.....	26
3.4.4. DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DO MODELO $P-Q-\theta$	28

3.4.5. RESISTÊNCIA NÃO DRENADA	30
3.5. ANÁLISE DO FUNCIONAMENTO DO MODELO $P-Q-\theta$	30
3.5.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	30
3.5.2. PROVETE COM OCR = 1,3	33
3.5.2.1. Ensaio de compressão triaxial convencional	33
3.5.2.2. Ensaio de compressão triaxial não convencional	35
3.5.3. PROVETE COM OCR = 1,7	37
3.5.3.1. Ensaio de compressão triaxial convencional	37
3.5.3.2. Ensaio de compressão triaxial não convencional	39
 4. PROBLEMA BASE - AREIA	 41
4.1. CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA	41
4.1.1. SOLUÇÃO CONSTRUTIVA, GEOMETRIA E PROCESSO CONSTRUTIVO	41
4.1.2. PARÂMETROS MECÂNICOS E DE ESTADO DE TENSÃO INICIAL	49
4.2. ANÁLISE DE RESULTADOS	51
4.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	51
4.2.2. EVOLUÇÃO DO ESTADO DE TENSÃO	51
4.2.3. DESLOCAMENTOS	60
4.2.4. ESFORÇOS NOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	65
4.2.4.1. Esforços axiais nas escoras e lajes	65
4.2.4.2. Momentos fletores na parede de <i>jet grout</i>	67
4.2.4.3. Momentos fletores na parede tipo Berlim definitiva	67
4.2.5. PRESSÕES DE TERRAS SOBRE AS FACES DA CORTINA	69
 5. ANÁLISES PARAMÉTRICAS - AREIA	 73
5.1. INTRODUÇÃO	73
5.2. INFLUÊNCIA DA ESPESSURA DA PAREDE TIPO BERLIM DEFINITIVA	74
5.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	74
5.2.2. ANÁLISE DO ESTADO DE TENSÃO	74
5.2.3. ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS	77
5.2.4. ANÁLISE DOS ESFORÇOS NOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	78
5.2.4.1. Esforços axiais nas escoras e lajes	78
5.2.4.2. Momentos fletores na parede de <i>jet grout</i>	80

5.2.4.3. Momentos fletores na parede tipo Berlim definitiva	80
5.2.5. ANÁLISE DAS PRESSÕES DE TERRAS SOBRE AS FACES DA CORTINA	81
5.3. INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ À FLEXÃO DA PAREDE DE <i>JET GROUT</i>	82
5.3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	82
5.3.2. ANÁLISE DO ESTADO DE TENSÃO	82
5.3.3. ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS	85
5.3.4. ANÁLISE DOS ESFORÇOS NOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	87
5.3.4.1. Esforços axiais nas escoras e lajes	87
5.3.4.2. Momentos fletores na parede de <i>jet grout</i>	87
5.3.4.3. Momentos fletores na parede tipo Berlim definitiva	87
5.3.5. ANÁLISE DAS PRESSÕES DE TERRAS SOBRE AS FACES DA CORTINA	87
5.4. INFLUÊNCIA DOS NÍVEIS DE ESCORAMENTO	89
5.4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	89
5.4.2. ANÁLISE DO ESTADO DE TENSÃO	90
5.4.3. ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS	93
5.4.4. ANÁLISE DOS ESFORÇOS NOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	95
5.4.4.1. Esforços axiais nas escoras e lajes	95
5.4.4.2. Momentos fletores na parede de <i>jet grout</i>	97
5.4.4.3. Momentos fletores na parede tipo Berlim definitiva	98
5.4.5. ANÁLISE DAS PRESSÕES DE TERRAS SOBRE AS FACES DA CORTINA	98
 6. PROBLEMA BASE - ARGILA	 101
6.1. CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA	101
6.1.1. GEOMETRIA E PROCESSO CONSTRUTIVO	101
6.1.2. PARÂMETROS MECÂNICOS E DE ESTADO DE TENSÃO INICIAL	105
6.1.3. CONDIÇÕES HIDRÁULICAS	108
6.2. ANÁLISE DE RESULTADOS	109
6.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	109
6.2.2. PERÍODO DE CONSTRUÇÃO	110
6.2.2.1. Evolução do estado de tensão	110
6.2.2.2. Deslocamentos	120
6.2.2.3. Esforços axiais nas escoras e lajes de betão armado	125
6.2.2.4. Momentos fletores na parede de <i>jet grout</i>	126

6.2.2.5. Momentos fletores na parede tipo Berlim definitiva	126
6.2.2.6. Esforços de compressão na laje de fundo	128
6.2.2.7. Pressões do solo sobre as faces da cortina	128
6.2.3. PERÍODO PÓS-CONSTRUÇÃO	129
6.2.3.1. Considerações gerais	129
6.2.3.2. Evolução do estado de tensão.....	130
6.2.3.3. Deslocamentos	137
6.2.3.4. Esforços axiais nas lajes de betão armado	140
6.2.3.5. Momentos fletores na parede de <i>jet grout</i>	140
6.2.3.6. Momentos fletores na parede tipo Berlim definitiva	140
6.2.3.7. Esforços de compressão na laje de fundo.....	141
6.2.3.8. Pressões do solo sobre as faces da cortina	141

7. ANÁLISES PARAMÉTRICAS - ARGILA..... 143

7.1. INTRODUÇÃO 143

7.2. INFLUÊNCIA DA ESPESSURA DA PAREDE TIPO BERLIM DEFINITIVA..... 144

7.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS 144

7.2.2. ANÁLISE DO ESTADO DE TENSÃO 144

7.2.3. ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS 147

7.2.4. ANÁLISE DOS ESFORÇOS NOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS 149

7.2.4.1. Esforços axiais nas escoras e lajes de betão armado..... 149

7.2.4.2. Momentos fletores na parede de *jet grout*..... 150

7.2.4.3. Momentos fletores na parede tipo Berlim definitiva..... 151

7.2.4.4. Esforços de compressão na laje de fundo..... 151

7.2.5. ANÁLISE DAS PRESSÕES DO SOLO SOBRE AS FACES DA CORTINA 153

7.3. INFLUÊNCIA DA REMOÇÃO DA LAJE DE FUNDO 153

7.3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS 153

7.3.2. ANÁLISE DO ESTADO DE TENSÃO 154

7.3.3. ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS 159

7.3.4. ANÁLISE DOS ESFORÇOS NOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS 162

7.3.4.1. Esforços axiais nas escoras e lajes de betão armado..... 162

7.3.4.2. Momentos fletores na parede de *jet grout*..... 164

7.3.4.3. Momentos fletores na parede tipo Berlim definitiva..... 164

7.3.5. ANÁLISE DAS PRESSÕES DO SOLO SOBRE AS FACES DA CORTINA	165
---	-----

8. CONSIDERAÇÕES FINAIS	167
--------------------------------------	------------

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	173
--	------------

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO 2 – SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS - ENQUADRAMENTO

Fig. 2.1 – Equipamento de <i>Jet Grouting</i> (Monteiro, 2011): a) máquina de realização de <i>Jet Grouting</i> em execução; b) jato horizontal; c) múltiplos jatos horizontais; d) desagregação do solo.....	4
Fig. 2.2 – Etapas de execução da técnica de <i>Jet Grouting</i> (Pinto, 2008): a) introdução da vara; b) saída de água; c) elevação da vara com movimento de rotação em simultâneo com bombagem da calda: c1) coluna; c2) painel (sem rotação)	5
Fig. 2.3 – Sistemas de <i>Jet Grouting</i> (adaptado de Pinto, 2008): a) jato simples; b) jato duplo; c) jato triplo	5
Fig. 2.4 – a) Equipamento utilizado na técnica CSM; b) representação do movimento oposto dos dentes (Monteiro, 2011); c) introdução de perfis metálicos tubulares; d) introdução de perfis metálicos HE/IP	7
Fig. 2.5 – Processo de execução da técnica de CSM (Sousa, 2009): a) início da fase de furação, com desagregação do terreno; b) atingida a profundidade máxima de tratamento, inicia-se a injeção de ligantes; c) extração do equipamento até à superfície com injeção simultânea de ligantes	7
Fig. 2.6 – a) Representação esquemática dos painéis obtidos pela técnica CSM; b) Comparação da secção obtida em relação à técnica de <i>Jet Grouting</i> (Monteiro, 2011)	8
Fig. 2.7 – Paredes tipo Berlim definitivas executas com painéis alternados: a) Betonagem dos painéis primários (Santos, 2011); b) aspeto final dos painéis primários (Guerra, 1999)	9
Fig. 2.8 – Representação esquemática do processo construtivo de uma parede tipo Berlim definitiva ancorada (Guerra, 1999)	9
Fig. 2.9 – Detalhe esquemático do processo construtivo de uma parede tipo Berlim definitiva ancorada entre as fases 5 e 6 referidas na Fig. 2.8 (Guerra, 1999)	10
Fig. 2.10 – Esquema em perspetiva do processo construtivo de paredes tipo Berlim definitivas ancoradas (Pinto, 2010)	11
Fig. 2.11 – Movimentos do solo suportado associados à descompressão conferida pela execução da parede tipo Berlim (Pinto, 2010)	12
Fig. 2.12 – Localização da parede M3 (adaptado de Pinto <i>et al.</i> , 2013)	13
Fig. 2.13 – Secção final da parede M3 (adaptado de Pinto <i>et al.</i> , 2013)	13
Fig. 2.14 – Condicionantes de vizinhança (adaptado de Pinto <i>et al.</i> , 2013)	14
Fig. 2.15 – Execução dos painéis de CSM (adaptado de Pinto <i>et al.</i> , 2013)	14
Fig. 2.16 – Secção transversal da parede M3: a) secção corrente; b) ao nível da viga de distribuição (adaptado de Pinto <i>et al.</i> , 2013)	15
Fig. 2.17 – Vista frontal da parede M3 em que a escavação se encontra no nível imediatamente abaixo da parte da parede tipo Berlim já executada no nível superior (adaptado de Pinto <i>et al.</i> , 2013)	15
Fig. 2.18 – Principais fases de escavação (adaptado de Pinto <i>et al.</i> , 2013)	16

Fig. 2.19 – Deslocamentos horizontais obtidos no programa de elementos finitos *Plaxis* (adaptado de Pinto *et al.*, 2013)..... 17

Fig. 2.20 – Comparação entre os resultados numéricos obtidos no programa *Plaxis* e as deformações medidas no inclinômetro para ações estáticas (adaptado de Pinto *et al.*, 2013) 17

CAPÍTULO 3 – MODELO NUMÉRICO

Fig. 3.1 – Método incremental (Lopes, 2004) 21

Fig. 3.2 – Elementos finitos bidimensionais utilizados no modelo numérico (adaptado de Borges, 1995)..... 23

Fig. 3.3 – Curvas típicas, no referencial (v,p) , de compressão, descompressão e recompressão isotrópicas (adaptado de Maranha das Neves, 2013) 24

Fig. 3.4 – Curvas teóricas de compressão, descompressão e recompressão no referencial $(v,\ln p)$, (adaptado de Maranha das Neves, 2013) 25

Fig. 3.5 – Linha de estado crítico nos referenciais: a) (p, v, q) ; b) (p, q) ; c) $(v,\ln p)$ 26

Fig. 3.6 – Superfícies de cedência e de estados críticos do modelo $p-q-\theta$ no espaço das tensões principais efetivas (adaptado de Borges, 1995) 27

Fig. 3.7 – Superfícies de cedência do modelo $p-q-\theta$ no referencial $p-q$ (Borges, 1995) 27

Fig. 3.8 – Parâmetros definidores da compressibilidade do solo no referencial $e - \log \sigma'_v$ (adaptado de Matos Fernandes, 2006)..... 29

Fig. 3.9 – Malha de elementos finitos utilizada na simulação dos ensaios de compressão triaxial 31

Fig. 3.10 – Trajetórias de tensões efetivas para as modalidades de ensaios triaxiais simulados (adaptado de Matos Fernandes, 2006) 31

Fig. 3.11 – Definição dos módulos de deformabilidade tangente inicial e secante a 50% da resistência (adaptado de Matos Fernandes, 2006) 32

Fig. 3.12 – Diagrama tensão de desvio-extensão axial..... 33

Fig. 3.13 – Trajetória de tensão no referencial $p-q$ 34

Fig. 3.14 – Evolução do estado no referencial $v-\ln p$ 34

Fig. 3.15 – Evolução em profundidade do módulo de deformabilidade tangente inicial e secante a 50% da resistência..... 35

Fig. 3.16 – Diagrama tensão de desvio-extensão axial..... 35

Fig. 3.17 – Trajetória de tensão no referencial $p-q$ 36

Fig. 3.18 – Evolução do estado no referencial $v-\ln p$ 36

Fig. 3.19 – Evolução em profundidade do módulo de deformabilidade tangente inicial e secante a 50% da resistência..... 37

Fig. 3.20 – Diagrama tensão de desvio-extensão axial..... 37

Fig. 3.21 – Trajetória de tensão no referencial $p-q$ 38

Fig. 3.22 – Evolução do estado no referencial $v-\ln p$ 38

Fig. 3.23 – Evolução em profundidade do módulo de deformabilidade tangente inicial (coincidente com o módulo de deformabilidade secante a 50% da resistência)	38
Fig. 3.24 – Diagrama tensão de desvio-extensão axial.....	39
Fig. 3.25 – Trajetória de tensão no referencial $p-q$	39
Fig. 3.26 – Evolução do estado no referencial $v-\ln p$	39
Fig. 3.27 – Evolução em profundidade do módulo de deformabilidade tangente inicial e secante a 50% da resistência.....	40

CAPÍTULO 4 – PROBLEMA BASE - AREIA

Fig. 4.1 – a) Parede tipo Berlim simples (com banquetas); b) Solução mista (sem banquetas) (Pinto <i>et al.</i> , 2013).....	42
Fig. 4.2 – Soluções de contenção possíveis: a) colunas de <i>jet grout</i> secantes; b) CSM.....	42
Fig. 4.3 – Características gerais da escavação.....	43
Fig. 4.4 – Vista em planta da escavação para as duas soluções de contenção possíveis.....	43
Fig. 4.5 – Processo construtivo da obra em estudo até à fase 4,5 m	44
Fig. 4.6 – Processo construtivo da obra em estudo até à fase 9,0 m	45
Fig. 4.7 – Processo construtivo da obra em estudo até ao final da escavação (14,0 m)	46
Fig. 4.8 – Processo construtivo da obra em estudo até ao final da construção das lajes.....	47
Fig. 4.9 – Malha de elementos finitos inicial.....	48
Fig. 4.10 – Evolução em profundidade do módulo de deformabilidade: a) tangente inicial obtido do ensaio de compressão triaxial convencional; b) tangente inicial e secante a 50% da resistência obtidos do ensaio de compressão triaxial não convencional	50
Fig. 4.11 – Diagrama de Terzaghi e Peck para dimensionamento de cortinas escoradas em areia (Matos Fernandes, 1990).....	51
Fig. 4.12 – Tensões horizontais no maciço [kPa].....	53
Fig. 4.13 – Tensões verticais no maciço [kPa]	54
Fig. 4.14 – Tensões de corte nos planos horizontais e verticais (τ_{xy}) no maciço [kPa].....	55
Fig. 4.15 – Noção de nível de tensão no referencial $p-q$ (Borges, 1995)	56
Fig. 4.16 – Comportamento de amostras sobreconsolidadas (Costa, 2005)	56
Fig. 4.17 – Níveis de tensão no maciço	58
Fig. 4.18 – Pormenor das cruzetas das tensões principais efetivas no maciço: a) aos 7,5 m de escavação; b) final da escavação (14,0 m); c) final da construção da laje 4.....	59
Fig. 4.19 – Malha deformada (fator de ampliação dos deslocamentos igual a 35): a) aos 7,5 m de escavação; b) final da escavação (14,0 m); c) final da construção da laje 4	62
Fig. 4.20 – Deslocamentos horizontais da cortina de <i>jet grout</i> : a) ao longo da escavação; b) ao longo da construção das lajes	61

Fig. 4.21 – Deslocamentos horizontais da superfície do terreno suportado ao longo da escavação ...	63
Fig. 4.22 – Deslocamentos horizontais da superfície do terreno suportado ao longo da construção das lajes	63
Fig. 4.23 – Deslocamentos verticais da superfície do terreno suportado ao longo da escavação	64
Fig. 4.24 – Deslocamentos verticais da superfície do terreno suportado ao longo da construção das lajes	64
Fig. 4.25 – Deslocamentos verticais da base da escavação ao longo da escavação	65
Fig. 4.26 – Deslocamentos verticais da base da escavação ao longo da construção das lajes	65
Fig. 4.27 – Evolução do esforço axial (compressão) nas escoras ao longo da escavação	66
Fig. 4.28 – Evolução do esforço axial (compressão) nas escoras e nas lajes ao longo da construção destas	66
Fig. 4.29 – Diagrama de momentos fletores na parede de <i>jet grout</i> : a) ao longo da escavação; b) ao longo da construção das lajes	68
Fig. 4.30 – Diagrama de momentos fletores na parede tipo Berlim definitiva: a) ao longo da escavação; b) ao longo da construção das lajes	69
Fig. 4.31 – Pressões de terras sobre as faces da cortina: a) ao longo da escavação; b) ao longo da construção das lajes	71
Fig. 4.32 – a) Pressões de terras sobre a face do lado suportado ao longo da escavação; b) comparação do diagrama de pressões de terras no final da escavação com o diagrama de pressões aparentes de Terzaghi e Peck	72

CAPÍTULO 5 – ANÁLISES PARAMÉTRICAS - AREIA

Fig. 5.1 – Níveis de tensão no final da escavação	74
Fig. 5.2 – Tensões horizontais no final da escavação	75
Fig. 5.3 – Tensões verticais no final da escavação	76
Fig. 5.4 – Tensões de corte nos planos horizontais e verticais (τ_{xy}) no final da escavação	76
Fig. 5.5 – Deslocamentos horizontais da cortina de <i>jet grout</i> : a) final da escavação; b) final da construção das lajes	77
Fig. 5.6 – Deslocamentos verticais à superfície do terreno suportado no final da escavação	78
Fig. 5.7 – Deslocamentos horizontais da superfície do terreno suportado no final da escavação	78
Fig. 5.8 – Esforços axiais nas 4 escoras ao longo da escavação	79
Fig. 5.9 – Diagrama de momentos fletores na parede de <i>jet grout</i> : a) no final da escavação; b) no final da construção das lajes	80
Fig. 5.10 – Diagrama de momentos fletores na parede tipo Berlim definitiva: a) no final da escavação; b) no final da construção das lajes	81
Fig. 5.11 – Pressões de terras sobre a face da cortina do lado suportado: a) no final da escavação; b) no final da construção das lajes	82

Fig. 5.12 – Níveis de tensão no final da escavação	83
Fig. 5.13 – Tensões horizontais no final da escavação.....	84
Fig. 5.14 – Tensões verticais no final da escavação.....	84
Fig. 5.15 – Tensões de corte nos planos horizontais e verticais no final da escavação.....	85
Fig. 5.16 – Deslocamentos horizontais da cortina de <i>jet grout</i> : a) final da escavação; b) final da construção das lajes.....	86
Fig. 5.17 – Deslocamentos verticais à superfície do terreno suportado no final da escavação.....	86
Fig. 5.18 – Deslocamentos horizontais da superfície do terreno suportado no final da escavação	86
Fig. 5.19 – Diagrama de momentos fletores na parede de <i>jet grout</i> : a) no final da escavação; b) no final da construção das lajes	88
Fig. 5.20 – Diagrama de momentos fletores na parede tipo Berlim definitiva: a) no final da escavação; b) no final da construção das lajes	88
Fig. 5.21 – Pressões de terras sobre a face da cortina do lado suportado: a) no final da escavação; b) no final da construção das lajes	89
Fig. 5.22 – Características gerais do caso de estudo com três níveis de escoramento	90
Fig. 5.23 – Níveis de tensão no final da escavação e no final da construção das lajes	91
Fig. 5.24 – Tensões horizontais no final da escavação e no final da construção das lajes	92
Fig. 5.25 – Tensões verticais no final da escavação e no final da construção das lajes	92
Fig. 5.26 – Tensões de corte nos planos horizontais e verticais (τ_{xy}) no final da escavação e no final da construção das lajes.....	93
Fig. 5.27 – Deslocamentos horizontais da cortina de <i>jet grout</i> : a) no final da escavação; b) no final da construção das lajes.....	94
Fig. 5.28 – Deslocamentos verticais à superfície do terreno suportado no final da escavação.....	94
Fig. 5.29 – Deslocamentos verticais superfície do terreno suportado no final da construção das lajes.....	94
Fig. 5.30 – Deslocamentos horizontais à superfície do terreno suportado no final da escavação	95
Fig. 5.31 – Deslocamentos horizontais à superfície do terreno suportado no final da construção das lajes	95
Fig. 5.32 – Evolução do esforço axial (compressão) nas escoras ao longo da escavação – Problema Base.....	96
Fig. 5.33 – Evolução do esforço axial (compressão) nas escoras ao longo da escavação – 3 escoras	96
Fig. 5.34 – Evolução do esforço axial (compressão) nas escoras e nas lajes ao longo da construção destas – Problema Base.....	96
Fig. 5.35 – Evolução do esforço axial (compressão) nas escoras e nas lajes ao longo da construção destas – 3 escoras.....	96
Fig. 5.36 – Diagrama de momentos fletores na parede de <i>jet grout</i> : a) no final da escavação; b) no final da construção das lajes	97

Fig. 5.37 – Diagrama de momentos fletores na parede tipo Berlim definitiva: a) no final da escavação; b) no final da construção das lajes98

Fig. 5.38 – Pressões de terras sobre a face da cortina do lado suportado: a) no final da escavação; b) no final da construção das lajes99

CAPÍTULO 6 – PROBLEMA BASE - ARGILA

Fig. 6.1 – Solução de contenção com colunas secantes de *jet grout* armadas com perfis metálicos HEB320102

Fig. 6.2 – Características gerais da escavação.....102

Fig. 6.3 – Processo construtivo da obra em estudo103

Fig. 6.4 – Malha de elementos finitos inicial.....104

Fig. 6.5 – Lei de comportamento da interface laje de fundo-parede (Costa, 2005)105

Fig. 6.6 – Evolução em profundidade da resistência não drenada do maciço argiloso106

Fig. 6.7 – Diagramas de Terzaghi e Peck para dimensionamento de cortinas escoradas em argila (adaptado de Matos Fernandes, 1990)107

Fig. 6.8 – Esquema dos diagramas de pressões aparentes aplicados na parede para o dimensionamento das escoras108

Fig. 6.9 – Condições hidráulicas da obra109

Fig. 6.10 – Esquema teórico de repartição dos acréscimos de tensão num ensaio triaxial não drenado correspondente a uma carga isotrópica seguida de carga axial (Borges, 1995)110

Fig. 6.11 – Excessos de pressão neutra [kPa] no maciço argiloso durante o período de construção: a) 1,5 m de escavação; b) 3,0 m de escavação; c) 4,5 m de escavação; d) 7,5 m de escavação; e) final da escavação (10,0 m); f) final da construção das lajes111

Fig. 6.12 – Pormenor dos excessos de pressão de neutra [kPa] do lado suportado: a) final da escavação (10,0 m); b) final da construção das lajes.....112

Fig. 6.13 – Pressões neutras [kPa] no maciço argiloso durante o período de construção: a) 1,5 m de escavação; b) 3,0 m de escavação; c) 4,5 m de escavação; d) 7,5 m de escavação; e) final da escavação (10,0 m); f) final da construção das lajes113

Fig. 6.14 – Tensões efetivas horizontais [kPa] no maciço argiloso durante o período de construção: a) 1,5 m de escavação; b) 3,0 m de escavação; c) 4,5 m de escavação; d) 7,5 m de escavação; e) final da escavação (10,0 m); f) final da construção das lajes114

Fig. 6.15 – Tensões efetivas verticais [kPa] no maciço argiloso durante o período de construção: a) 1,5 m de escavação; b) 3,0 m de escavação; c) 4,5 m de escavação; d) 7,5 m de escavação; e) final da escavação (10,0 m); f) final da construção das lajes115

Fig. 6.16 – Tensões de corte nos planos horizontais e verticais (τ_{xy}) [kPa] no maciço argiloso durante o período de construção: a) 1,5 m de escavação; b) 3,0 m de escavação; c) 4,5 m de escavação; d) 7,5 m de escavação; e) final da escavação (10,0 m); f) final da construção das lajes117

Fig. 6.17 – Pormenor das cruzetas das tensões principais efetivas no maciço argiloso no período de construção: a) 4,5 m de escavação; b) final da escavação (10,0 m); c) final da construção das lajes118

Fig. 6.18 – Níveis de tensão no maciço argiloso durante o período de construção: a) 1,5 m de escavação; b) 3,0 m de escavação; c) 4,5 m de escavação; d) 7,5 m de escavação; e) final da escavação (10,0 m); f) final da construção das lajes.....	119
Fig. 6.19 – Malha deformada (fator de ampliação dos deslocamentos igual a 10) ao longo do período de construção: a) 1,5 m de escavação; b) 3,0 m de escavação; c) 4,5 m de escavação; d) 7,5 m de escavação; e) final da escavação (10,0 m); f) final da construção das lajes	121
Fig. 6.20 – Deslocamentos horizontais da cortina de <i>jet grout</i> : a) ao longo da escavação; b) ao longo da construção das lajes	122
Fig. 6.21 – Deslocamentos horizontais da superfície do terreno suportado ao longo da escavação .	122
Fig. 6.22 – Deslocamentos horizontais da superfície do terreno suportado ao longo da construção das lajes	122
Fig. 6.23 – Deslocamentos verticais da superfície do terreno suportado ao longo da escavação	123
Fig. 6.24 – Deslocamentos verticais da superfície do terreno suportado ao longo da construção das lajes	123
Fig. 6.25 – Deslocamentos verticais da base da escavação ao longo da escavação	124
Fig. 6.26 – Deslocamentos verticais da base da escavação ao longo da construção das lajes.....	124
Fig. 6.27 – Evolução do esforço axial (compressão) nas escoras ao longo da escavação	125
Fig. 6.28 – Evolução do esforço axial (compressão) nas escoras e nas lajes ao longo da construção destas	126
Fig. 6.29 – Diagrama de momentos fletores na parede de <i>jet grout</i> : a) ao longo da escavação; b) ao longo da construção das lajes	127
Fig. 6.30 – Diagrama de momentos fletores na parede tipo Berlim definitiva: a) ao longo da escavação; b) ao longo da construção das lajes	127
Fig. 6.31 – Evolução do esforço axial de compressão na laje de fundo ao longo da escavação	128
Fig. 6.32 – Evolução do esforço axial de compressão na laje de fundo ao longo da construção das lajes	128
Fig. 6.33 – Diagrama de pressões do solo (tensões horizontais totais) sobre as faces da cortina: a) ao longo da escavação; b) ao longo da construção das lajes.....	129
Fig. 6.34 – Excessos de pressão neutra [kPa] no maciço argiloso durante o período de pós-construção	130
Fig. 6.35 – Pormenor dos excessos de pressão de neutra [kPa] do lado suportado durante o período de pós-construção	131
Fig. 6.36 – Pressões neutras [kPa] no maciço argiloso durante o período de pós-construção	132
Fig. 6.37 – Tensões efetivas verticais [kPa] no maciço argiloso durante o período de pós-construção	132
Fig. 6.38 – Tensões efetivas horizontais [kPa] no maciço argiloso durante o período de pós-construção	133

Fig. 6.39 – Tensões de corte nos planos horizontais e verticais (τ_{xy}) [kPa] no maciço argiloso durante o período pós-construção	134
Fig. 6.40 – Pormenor das cruzetas das tensões principais efetivas no maciço argiloso: a) final da construção da laje 3; b) final da consolidação.....	135
Fig. 6.41 – Níveis de tensão no maciço argiloso durante o período pós-construção (após a construção da laje 3)	136
Fig. 6.42 – Deslocamentos horizontais da cortina de no final da construção da laje 3 e no final da consolidação.....	137
Fig. 6.43 – Deslocamentos horizontais na superfície do terreno suportado no final da construção da laje 3 e no final da consolidação	138
Fig. 6.44 – Deslocamentos verticais (assentamento) na superfície do terreno suportado no final da construção da laje 3 e no final da consolidação.....	138
Fig. 6.45 – Deslocamentos da base da escavação no final da construção da laje 3 e no final da consolidação	138
Fig. 6.46 – Evolução temporal do deslocamento máximo horizontal da superfície do terreno suportado.....	139
Fig. 6.47 – Evolução temporal do deslocamento máximo vertical da superfície do terreno suportado.....	139
Fig. 6.48 – Evolução temporal do deslocamento máximo vertical da base da escavação	139
Fig. 6.49 – Evolução temporal do esforço axial nas lajes de betão armado	140
Fig. 6.50 – Momentos fletores no final da construção da laje 3 e no final da consolidação: a) na parede de <i>jet grout</i> ; b) na parede tipo Berlim definitiva	141
Fig. 6.51 – Esforço axial na laje de fundo de <i>jet grout</i> no final da construção da laje 3 e no final da consolidação.....	141
Fig. 6.52 – Diagrama de pressões do solo (tensões horizontais totais) sobre as faces da cortina no final da construção da laje 3 e no final da consolidação	142

CAPÍTULO 7 – ANÁLISES PARAMÉTRICAS - ARGILA

Fig. 7.1 – Excessos de pressão neutra [kPa] no maciço argiloso no final da escavação	144
Fig. 7.2 – Pormenor dos excessos de pressão de neutra [kPa] do lado suportado no final da escavação.....	145
Fig. 7.3 – Pressões neutras [kPa] no maciço argiloso no final da escavação.....	145
Fig. 7.4 – Tensões efetivas horizontais [kPa] no maciço argiloso no final da escavação.....	146
Fig. 7.5 – Tensões de corte nos planos horizontais e verticais [kPa] no maciço argiloso no final da escavação.....	146
Fig. 7.6 – Níveis de tensão no maciço argiloso no final da escavação.....	147
Fig. 7.7 – Deslocamentos horizontais da cortina de <i>jet grout</i> : a) final da escavação; b) final da construção das lajes.....	148

Fig. 7.8 – Deslocamentos horizontais da superfície do terreno suportado no final da escavação	149
Fig. 7.9 – Deslocamentos verticais (assentamentos) da superfície do terreno suportado no final da escavação.....	149
Fig. 7.10 – Esforço axial na escora 1 ao longo da escavação	149
Fig. 7.11 – Esforço axial na escora 2 ao longo da escavação	150
Fig. 7.12 – Esforço axial na escora 3 ao longo da escavação	150
Fig. 7.13 – Diagrama de momentos fletores na parede de <i>jet grout</i> : a) no final da escavação; b) no final da construção das lajes	151
Fig. 7.14 – Diagrama de momentos fletores na parede tipo Berlim definitiva: a) no final da escavação; b) no final da construção das lajes	152
Fig. 7.15 – Esforço axial na laje de fundo no final da escavação.....	152
Fig. 7.16 – Esforço axial na laje de fundo no final da construção das lajes de betão armado.....	152
Fig. 7.17 – Diagrama de pressões do solo (tensões horizontais totais) sobre as faces da cortina: a) no final da escavação; b) no final da construção das lajes	153
Fig. 7.18 – Geometria da obra: a) problema base (com laje de fundo) b) caso de estudo (sem laje de fundo).....	154
Fig. 7.19 – Excessos de pressão neutra [kPa] no maciço argiloso	155
Fig. 7.20 – Pormenor dos excessos de pressão neutra [kPa] no lado suportado	155
Fig. 7.21 – Pressões neutras [kPa] no maciço argiloso	156
Fig. 7.22 – Tensões efetivas horizontais [kPa] no maciço argiloso	157
Fig. 7.23 – Tensões efetivas verticais [kPa] no maciço argiloso	158
Fig. 7.24 – Tensões de corte nos planos horizontais e verticais (τ_{xy}) [kPa] no maciço argiloso	158
Fig. 7.25 – Níveis de tensão no maciço argiloso	159
Fig. 7.26 – Parte da malha deformada (fator de ampliação dos deslocamentos igual a 10) no final da escavação: a) sem laje de fundo b) com laje de fundo (problema base).....	160
Fig. 7.27 – Deslocamentos horizontais da cortina de <i>jet grout</i>	161
Fig. 7.28 – Deslocamentos horizontais da superfície do terreno suportado	161
Fig. 7.29 – Deslocamentos verticais da superfície do terreno suportado.....	161
Fig. 7.30 – Deslocamentos verticais da base da escavação.....	163
Fig. 7.31 – Evolução dos esforços axiais nas escoras ao longo da escavação.....	163
Fig. 7.32 – Evolução dos esforços axiais nas escoras e nas lajes de betão armado ao longo da construção destas	163
Fig. 7.33 – Evolução dos esforços axiais nas lajes ao longo da consolidação	164
Fig. 7.34 – Momentos fletores na parede: a) <i>jet grout</i> ; b) tipo Berlim definitiva	165
Fig. 7.35 – Diagrama de pressões do solo (tensões totais horizontais) sobre as faces da cortina	166

ÍNDICE DE QUADROS

CAPÍTULO 2 – SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS - ENQUADRAMENTO

Quadro 2.1 – Descrição das fases da Fig. 2.8 (adaptado de Guerra, 1999).....	10
Quadro 2.2 – Descrição das fases da Fig. 2.9 (adaptado de Guerra, 1999).....	11
Quadro 2.3 – Condições Geotécnicas (adaptado de Pinto <i>et al.</i> , 2013)	13

CAPÍTULO 3 – MODELO NUMÉRICO

Quadro 3.1 – Características da areia que constitui o provete a ser ensaiado.....	31
Quadro 3.2 – Classificação dos solos arenosos quanto à compactidade (adaptado de Matos Fernandes, 2006).....	33

CAPÍTULO 4 – PROBLEMA BASE - AREIA

Quadro 4.1 – Parâmetros do modelo $p-q-\theta$	49
Quadro 4.2 – Características do maciço arenoso	49
Quadro 4.3 – Características da parede de <i>jet grout</i>	50
Quadro 4.4 – Características da parede tipo Berlim definitiva	50
Quadro 4.5 – Características das escoras	51
Quadro 4.6 – Definição das fases ao longo da construção das lajes de betão armado	66

CAPÍTULO 5 – ANÁLISES PARAMÉTRICAS - AREIA

Quadro 5.1 – Síntese das análises paramétricas efetuadas na areia.....	73
Quadro 5.2 – Características das escoras para o caso de estudo de 3 níveis de escoramento	90

CAPÍTULO 6 – PROBLEMA BASE - ARGILA

Quadro 6.1 – Parâmetros do modelo $p-q-\theta$	105
Quadro 6.2 – Características do maciço argiloso.....	106
Quadro 6.3 – Características da parede de <i>jet grout</i>	107
Quadro 6.4 – Características da parede tipo Berlim definitiva	107
Quadro 6.5 – Características da laje fundo de <i>jet grout</i>	107
Quadro 6.6 – Características das escoras	108
Quadro 6.7 – Definição das fases ao longo da construção das lajes de betão armado	125

CAPÍTULO 7 – ANÁLISES PARAMÉTRICAS - ARGILA

Quadro 7.1 – Síntese das análises paramétricas efetuadas na argila	143
Quadro 7.2 – Definição das fases ao longo da construção das lajes de betão armado	164

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

CAPÍTULO 2 – SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS - ENQUADRAMENTO

N_{SPT} – valor do ensaio SPT

M1 – parede mista 1

M2 – parede mista 2

M3 – parede mista 3

γ – peso volúmico [kN/m^3]

E – módulo de elasticidade [kPa]

ϕ' – ângulo de atrito [°]

c' – coesão [kPa]

JET1 – Jato simples

JET2 – Jato duplo

JET3 – Jato triplo

SPT – *Standard Penetration Test*

CSM – *Cutter Soil Mixing*

ZG1 – Zona geotécnica 1

ZG2 – Zona geotécnica 2

ZG3 – Zona geotécnica 3

PVC – Policloreto de vinila

CAPÍTULO 3 – MODELO NUMÉRICO

Ψ – forças não equilibradas

u_x – deslocamento segundo o eixo dos xx desconhecido [m]

u_y – deslocamento segundo o eixo dos yy desconhecido [m]

p_w^e – excesso de pressão neutra desconhecido [kPa]

p – tensão média efetiva [kPa]

q – tensão de desvio [kPa]

v – volume específico do solo

e – índice de vazios

λ – declive da linha de compressão isotrópica virgem no referencial v - $\ln p$

N – volume específico do solo sujeito a uma compressão isotrópica para $p = 1$ kPa

k – declive das linhas de descompressão-recompressão isotrópicas no referencial v - $\ln p$

M – inclinação da linha dos estados críticos no referencial p - q

Γ – volume específico do solo em estado crítico para $p = 1$ kPa

θ – invariante das tensões

ϕ' – ângulo de atrito efetivo [°]

α_p – coordenada p do centro da elipse

a – comprimento do semi-eixo p

ε_v^p – deformações volumétricas plásticas

n – razão dos eixos da elipse nas direções q e p

p_c – tensão de pré-consolidação isotrópica [kPa]

p_{co} – máxima tensão de pré-consolidação [kPa]

K_0 – coeficiente de impulso em repouso

σ'_v – tensão efetiva vertical [kPa]

C_c – índice de compressibilidade

C_r – índice de recompressibilidade

σ'_p – tensão efetiva vertical máxima a que o solo esteve sujeito [kPa]

σ'_{v0} – tensão efetiva vertical de repouso [kPa]

c_u – resistência não drenada [kPa]

ν' – coeficiente de Poisson do esqueleto sólido

E_i – módulo de deformabilidade tangente inicial [MPa]

E_{50} – módulo de deformabilidade secante a 50% da resistência [MPa]

$q_{failure}$ – tensão de desvio de rotura [kPa]

ε_a – extensão axial

I_D – índice de compactidade

$e_{máx}$ – índices de vazios máximo

e_{min} – índice de vazios mínimos

z – profundidade [m]

K' – coeficiente de deformação volumétrica

FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

MEF – Método dos Elementos Finitos

LCI – Linha de Compressão Isotrópica

LEC – Linha dos Estados Críticos

OCR – Grau de sobreconsolidação

CAPÍTULO 4 – PROBLEMA BASE - AREIA

L – desenvolvimento longitudinal [m]

λ – declive da linha de compressão isotrópica virgem no referencial v - $\ln p$

N – volume específico do solo sujeito a uma compressão isotrópica para $p = 1$ kPa

k – declive das linhas de descompressão-recompressão isotrópicas no referencial v - $\ln p$

M – inclinação da linha dos estados críticos no referencial p - q

Γ – volume específico do solo em estado crítico para $p = 1$ kPa

ϕ' – ângulo de atrito efetivo [°]

$E_{i, cc}$ – módulo de deformabilidade tangente inicial obtido do ensaio de compressão triaxial convencional [MPa]

$E_{i, cñc}$ – módulo de deformabilidade tangente inicial obtido do ensaio de compressão triaxial não convencional [MPa]

$E_{50, cñc}$ – módulo de deformabilidade secante a 50% da resistência obtido do ensaio de compressão triaxial não convencional [MPa]

E – módulo de elasticidade [MPa]

G – módulo de elasticidade

γ – peso volúmico [kN/m³]

K_0 – coeficiente de impulso em repouso

K_a – coeficiente de impulso ativo do solo

E_{eq} – módulo de deformabilidade equivalente [MPa]

I – inércia à flexão [m⁴]

z – profundidade [m]

h – profundidade de escavação [m]

ν' – coeficiente de Poisson do esqueleto sólido

ν – coeficiente de Poisson

τ_{xy} – tensão de corte nos planos horizontal e vertical [kPa]

p – tensão média efetiva [kPa]

q – tensão de desvio [kPa]

CSM – Cutter Soil Mixing

OCR – Grau de sobreconsolidação

LEC – Linha dos Estados Críticos

SL – *Stress Level*

CAPÍTULO 5 – ANÁLISES PARAMÉTRICAS - AREIA

τ_{xy} – tensão de corte nos planos horizontal e vertical [kPa]

PB – Problema Base

CSM – Cutter Soil Mixing

CAPÍTULO 6 – PROBLEMA BASE - ARGILA

L – desenvolvimento longitudinal [m]

λ – declive da linha de compressão isotrópica virgem no referencial v - $\ln p$

N – volume específico do solo sujeito a uma compressão isotrópica para $p = 1$ kPa

k – declive das linhas de descompressão-recompressão isotrópicas no referencial v - $\ln p$

M – inclinação da linha dos estados críticos no referencial p - q

Γ – volume específico do solo em estado crítico para $p = 1$ kPa

ϕ' – ângulo de atrito efetivo [°]

E – módulo de elasticidade [MPa]

G – módulo de elasticidade

γ – peso volúmico [kN/m³]

K_0 – coeficiente de impulso em repouso

E_{eq} – módulo de deformabilidade equivalente [MPa]

z – profundidade [m]

h – profundidade de escavação [m]

ν' – coeficiente de Poisson do esqueleto sólido

ν – coeficiente de Poisson

τ_{xy} – tensão de corte nos planos horizontal e vertical [kPa]

p – tensão média efetiva [kPa]

q – tensão de desvio [kPa]

c_u – resistência não drenada [kPa]

σ'_{v0} – tensão efetiva vertical de repouso [kPa]

k_x – coeficiente de permeabilidade segundo a direção x [m/s]

k_y – coeficiente de permeabilidade segundo a direção y [m/s]

A – parâmetro de Skempton

CSM – Cutter Soil Mixing

OCR – Grau de sobreconsolidação

LEC – Linha dos Estados Críticos

CAPÍTULO 7 – ANÁLISES PARAMÉTRICAS - ARGILA

τ_{xy} – tensão de corte nos planos horizontal e vertical [kPa]

PB – Problema Base

CSM – Cutter Soil Mixing

1

INTRODUÇÃO

O desenvolvimento económico e social e o crescimento demográfico têm, em especial nas últimas décadas, contribuído para que a população se distribua desigualmente pelo território. A maioria da população tem optado por deixar os meios rurais em busca de melhores condições de vida nas cidades do litoral. Devido a esta crescente ocupação do solo do litoral dos países é cada vez mais necessário a melhoria dos recursos, das infraestruturas e dos equipamentos existentes.

Nos inícios deste fenómeno demográfico, a construção vertical foi a solução implementada para a resolução do problema da ocupação do solo, porém, foram surgindo novas metodologias e técnicas de construção e de aproveitamento do espaço subterrâneo, que permitiram a construção de túneis rodoviários e ferroviários, estações metropolitanas e ainda a construção de garagens e parques de estacionamento automóvel subterrâneos.

A maioria das cidades mais desenvolvidas localizam-se junto a faixas costeiras, particularmente, junto à foz de rios. Estas zonas aluvionares, geologicamente muito recentes, são constituídas muitas vezes por solos arenosos sem coesão soltos a medianamente compactos ou por solos argilosos saturados de baixa resistência. Se para o caso dos solos granulares, dada a sua elevada permeabilidade, a alteração do estado de tensão total se reflete de imediato no estado de tensão efetiva, o mesmo não se verifica para os solos argilosos saturados. Assim, nestes solos, a sua baixa permeabilidade não permite a alteração instantânea do teor em água, gerando-se excessos de água nos poros. Ao longo do tempo os excessos de pressão gerados dissipam-se com a consequente alteração dos estados de tensão e deformação do maciço. Por esta razão, o comportamento de escavações em maciços argilosos saturados apresenta uma dependência temporal, traduzindo-se em alteração diferida no tempo das pressões exercidas sobre a cortina e dos deslocamentos da estrutura e maciço envolvente. Desta forma, é necessário realizar um estudo aprofundado sobre o comportamento destes solos para se poder executar obras dentro dos padrões de segurança atualmente exigidos. Devido à elevada concentração de edifícios nas zonas urbanas, sendo muitos deles históricos, é necessário o estudo e cálculo das deformações de modo a evitar danos irreversíveis quer nas fundações quer na estrutura global dos edifícios periféricos à escavação.

Numa cidade como o Porto, em que a sua zona histórica se encontra praticamente desabitada, é fundamental reabilitar os seus edifícios, em que será necessário construir parques de estacionamento automóvel subterrâneos para que a população se sinta atraída a reabitar essas zonas. Assim, devido à ocupação do solo, as escavações têm de ser de face vertical. Estas escavações são normalmente realizadas ao abrigo de estruturas de contenção constituídas por paredes moldadas ou paredes de estacas de betão armado. No entanto, nos últimos anos, têm surgido técnicas inovadoras capazes de competir com estas soluções. Entre estas técnicas inovadoras destacam-se a técnica de *Jet Grouting* e a técnica de *Cutter Soil Mixing* que serão apresentadas no capítulo 2. Quando as escavações são realizadas para a construção

de parques de estacionamento automóvel subterrâneos ou para caves de edifícios, a solução simples de colunas de *jet grout* ou painéis de *Cutter Soil Mixing*, armados com perfis metálicos, exige, em geral a execução de uma parede de betão armado no interior da parede de *Cutter Soil Mixing* ou de *jet grout* de forma a constituir o revestimento/estrutura definitivo. Assim, de forma a incluir na fase de escavação a estrutura definitiva, pode combinar-se a solução de paredes tipo Berlim definitivas (que além de desempenhar a função de contenção, desempenhará a função de revestimento/estrutura definitivo) com a execução prévia de uma contenção constituída por colunas secantes de *jet grout* ou por painéis de *Cutter Soil Mixing*, armados com perfis metálicos verticais.

Nesta dissertação será estudada a aplicação desta solução mista inovadora a escavações em solos arenosos sem coesão e a solos argilosos saturados de baixa resistência.

No capítulo 2 é feita uma apresentação muito sucinta das soluções de contenção que intervêm no presente trabalho (paredes tipo Berlim definitivas e técnicas de *Jet Grouting* e *Cutter Soil Mixing*) e apresenta-se um caso de obra em que foi empregue esta solução mista.

No capítulo 3, descrevem-se as principais características do programa de cálculo automático utilizado, designado por RECRIB e desenvolvido por Borges (1995) na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Este programa é baseado no Método dos Elementos Finitos (MEF) e permite proceder a análises de consolidação através de uma formulação acoplada mecânico-hidráulica (extensão da teoria de consolidação multidimensional de Biot), na qual o comportamento do solo é definido em termos de tensões efetivas. Na modelação do comportamento do solo usa-se um modelo constitutivo elastoplástico não linear, baseado na Mecânica dos Solos dos Estados Críticos (modelo $p-q-\theta$).

De seguida, no capítulo 4, procede-se à modelação numérica de uma escavação multi-escorada num maciço arenoso sem coesão emerso. O comportamento global da escavação é analisado desde o início dos trabalhos de remoção de terras até ao final da construção das lajes maciças de betão armado. Dá-se especial atenção à análise das tensões efetivas horizontais e verticais, das tensões de corte, dos níveis de tensão, dos deslocamentos da estrutura de suporte, dos esforços axiais nas escoras e lajes de betão armado, dos momentos fletores nas duas paredes (*jet grout/CSM* e parede tipo Berlim definitiva) e, por fim, das pressões de terras que o maciço transmite às duas faces da estrutura de contenção.

O capítulo 5 pretende complementar o estudo realizado no capítulo 4, analisando-se a influência da rigidez à flexão da parede tipo Berlim definitiva e da parede de *jet grout* e a redução dos níveis de escoramento no comportamento global da obra.

Posteriormente, no capítulo 6, procede-se à modelação numérica de uma escavação multi-escorada num maciço argiloso saturado de baixa resistência, reforçada por uma laje de fundo constituída por colunas secantes de *jet grout* de modo a minimizar os deslocamentos da estrutura de suporte e, conseqüentemente, do maciço suportado. O comportamento global deste problema é analisado desde o início da escavação até ao final da consolidação. Para além das variáveis analisadas no problema do capítulo 4, analisam-se também os excessos de pressão neutra e as pressões neutras, assim como o esforço axial na laje de fundo.

No capítulo 7 apresentam-se estudos paramétricos referentes ao problema base da argila (capítulo 6) com o intuito de esclarecer a influência de determinados parâmetros no comportamento das escavações a curto e a longo prazo. Estes parâmetros são a influência da rigidez à flexão da parede tipo Berlim definitiva e a remoção da laje de fundo de *jet grout*.

Por fim, no capítulo 8, tecem-se algumas conclusões gerais e sugerem-se possíveis perspetivas de desenvolvimento futuro neste tema.

2

SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS – ENQUADRAMENTO

2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Neste capítulo far-se-á uma apresentação muito sucinta das soluções construtivas associadas ao tema desta dissertação – *Jet Grouting*, *Cutter Soil Mixing* e paredes tipo Berlim definitivas. Para o leitor mais interessado recomenda-se a leitura da bibliografia, particularmente, Guerra (1999), Marques (2008), Mateus (2010), Monteiro (2011), Pereira (2014), Pinto (2008), Santos (2011) e Teixeira (2014).

2.2. JET GROUTING

O *Jet Grouting* é uma técnica de melhoramento dos solos realizada diretamente no interior do terreno sem escavação prévia, utilizando para tal um ou mais jatos (ver Fig. 2.1) de grande velocidade (cerca de 250 m/s) que aplicam a sua elevada energia cinética na desagregação da estrutura do terreno natural e na mistura de calda de cimento com as partículas de solo desagregado, dando origem a um material de melhores características mecânicas do que o inicial e de menor permeabilidade (Carreto, 2000).

A tecnologia de *Jet Grouting* foi desenvolvida inicialmente no Japão, no início da década de 70, tendo, ainda no decorrer da mesma década, sido introduzida na Europa através de empresas italianas (Falcão *et al.*, 2000). Em Portugal a sua grande utilização verificou-se a partir de 1994, em particular em obras subterrâneas, sendo, neste âmbito, de destacar os trabalhos de ampliação da rede do Metropolitano de Lisboa (Falcão *et al.*, 2000).

A sua conceção e desenvolvimento teve, desde o início, como grande motivação, ir ao encontro de uma técnica inédita que permitisse tratar, por intermédio de injeções, solos com baixas características mecânicas e de elevada permeabilidade ou heterogéneos em determinadas condições, por exemplo, as que se verificam em zonas urbanas, para as quais a limitação das perturbações causadas e o respetivo controlo são condições obrigatórias (Pinto, 2008).

No âmbito das operações de escavação e contenção de edifícios, as aplicações mais comuns de *Jet Grouting* nas quais a sua utilização poderá constituir uma solução técnica e económica mais vantajosa, relativamente às soluções convencionais, são as seguintes (Carreto, 2000):

- Construção de lajes de fundo com função de contraventamento e/ou de impermeabilização;
- Reforço de cortinas com descontinuidades e passagem de água para o interior da escavação;
- Contenções laterais de escavações, que também podem funcionar como cortinas de estanqueidade (em particular em terrenos com obstáculos inultrapassáveis por estacas-pranchas

ou por paredes moldadas, ou devido ao facto de o equipamento de escavação de paredes moldadas não poder aceder ao local por falta de espaço ou geometria de obra);

- Melhoramento do terreno no tardo de muros existentes em situações críticas, nomeadamente no volume de terreno interessado pela cunha ativa, particularmente nos casos em que nas frentes do muro não são exequíveis ancoragens ou em que a qualidade do muro de betão e sua armadura são deficientes e obrigariam a um elevado número de ancoragens;
- Fechando paredes, alternando com estacas;
- Reforço de fundações;
- Proteção da frente de túneis.



a)



b)



c)



d)

Fig. 2.1 – Equipamento de *Jet Grouting* (Monteiro, 2011): a) máquina de realização de *Jet Grouting* em execução; b) jato horizontal; c) múltiplos jatos horizontais; d) desagregação do solo

Segundo Carreto (2000), a injeção de *Jet Grouting* (ver Fig. 2.2), tem início com a colocação da sonda em posição nivelada, com o eixo da vara coincidente com o eixo da coluna, no caso de se pretender obter um corpo cilíndrico, ou então coincidente com uma das extremidades do painel. Em seguida, a vara é introduzida no terreno com a ajuda de um jato de água vertical, até atingir a profundidade à qual os bicos se encontram ao nível que limita inferiormente o tratamento. Finalizada a furação obtura-se a saída de água inferior através de uma válvula.

A etapa seguinte depende do tipo de geometria pretendida. Se se pretende obter um corpo cilíndrico (situação mais corrente), sujeita-se a vara a um movimento rotacional e inicia-se a bombagem de calda

no seu interior, ao mesmo tempo que a vara é elevada através do furo com uma velocidade constante, para que a cada período de tempo corresponda uma ascensão da vara de um comprimento fixo, designado por passo vertical. Concluída a execução do corpo cilíndrico retira-se a vara, preenchendo o restante furo com calda por gravidade até ao seu topo. No caso de se pretender realizar um corpo de geometria plana (painel) o processo é idêntico ao descrito, mas com uma diferença que consiste na ascensão da vara sem movimento rotacional.

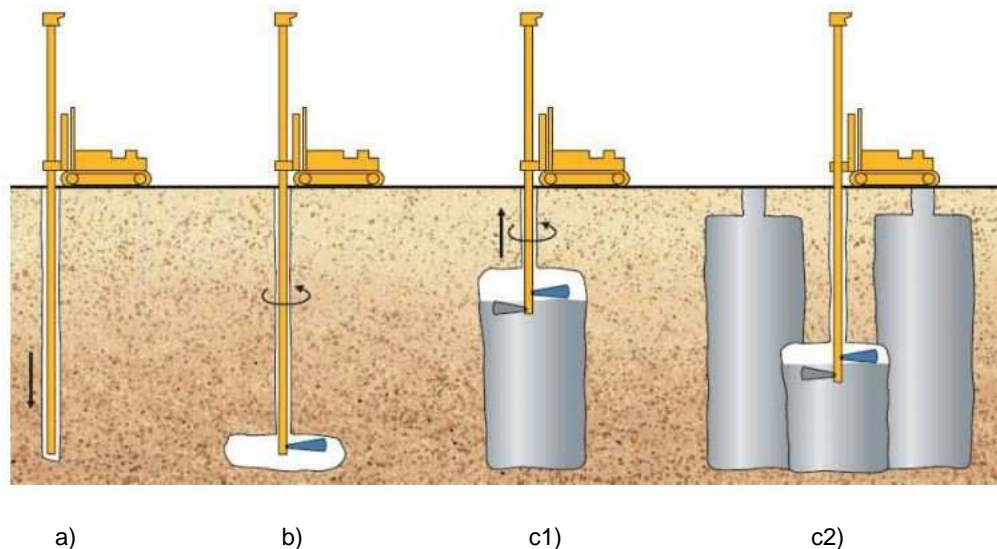


Fig. 2.2 – Etapas de execução da técnica de *Jet Grouting* (Pinto, 2008): a) introdução da vara; b) saída de água; c) elevação da vara com movimento de rotação em simultâneo com bombagem da calda: c1) coluna; c2) painel (sem rotação)

A técnica de *Jet Grouting* pode ser realizada através de três métodos que se baseiam no mesmo processo físico (ver Fig. 2.3). Esses métodos designam-se por sistema de jato simples (JET1), sistema de jato duplo (JET2) e sistema de jato triplo (JET3).

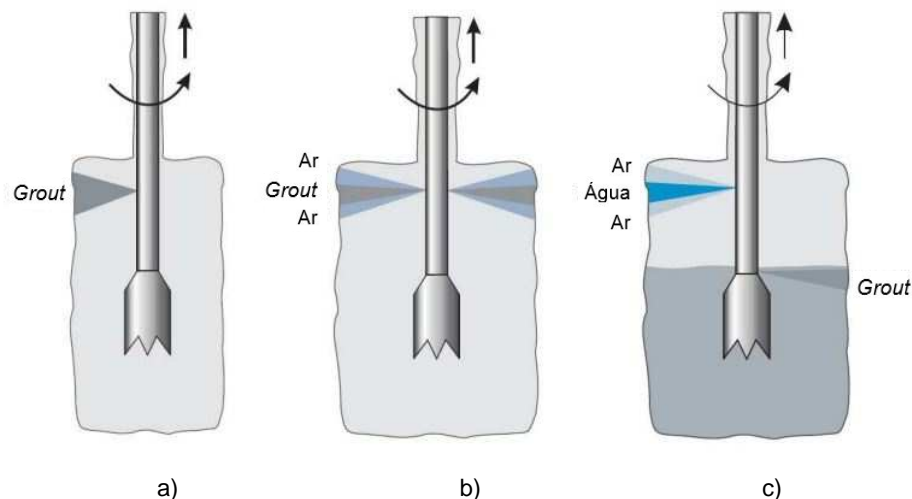


Fig. 2.3 – Sistemas de *Jet Grouting* (adaptado de Pinto, 2008): a) jato simples; b) jato duplo; c) jato triplo

No sistema de jato simples, são aplicados um ou mais jatos horizontais de calda de cimento, a grande velocidade, sendo simultaneamente desagregado o solo e obtida a mistura das partículas deste com a calda de cimento. O seu campo de aplicação - JET1 - restringe-se aos solos coesivos com valores do ensaio SPT (*Standard Penetration Test*) inferiores a 5-10 pancadas e a solos incoerentes com valores de SPT inferiores a 20 (Pinto, 2008).

O sistema de jato duplo utiliza, associado ao jato de calda de cimento, um jato de ar comprimido que envolve o primeiro jato, aumentando desta forma o alcance do jato, que consequentemente permite uma maior remoção do solo original e uma substituição por material injetado, ou seja, as colunas daí resultantes apresentam um maior diâmetro relativamente à utilização do sistema de jato simples. O restante mecanismo é igual ao sistema de jato simples, ou seja, promove simultaneamente a desagregação do solo e a aglutinação das partículas à calda (Monteiro, 2011). O método de jato duplo pode ser utilizado em vários tipos de terrenos, desde argilas até areias e solos com cascalho. No entanto, em solos coesivos, é habitual limitar a sua utilização aos terrenos com valores de SPT inferiores a 10.

O princípio básico do método de jato triplo (JET3) consiste na separação das ações de erosão e de preenchimento e/ou mistura com o solo desagregado. É constituído por três jatos com as funções que se indicam subsequentemente:

- i. Jato de água: é utilizado para destruir a estrutura do terreno. Parte da água injetada sai através do furo, trazendo algum do solo erodido;
- ii. Jato de ar: o ar é injetado através do mesmo bico de injeção de água envolvendo e aumentando o efeito desagregador daquela; para além disto, tem como função facilitar a mistura da água com o solo erodido, facultando assim a sua saída para o exterior;
- iii. Jato de calda: a calda, injetada através de um segundo bico posicionado abaixo do bico de injeção de água e ar, mistura-se com o terreno que permanece na cavidade após a passagem do jato de água e ar, dando origem a um corpo solidificado.

Para o efeito são usadas três varas coaxiais que separam a água, o ar e a calda. O método pode ser aplicado sem restrições em qualquer tipo de solo, no entanto, em solos coesivos a sua aplicação tem sido feita, na generalidade dos casos, a solos com valores de SPT (N_{SPT}) inferiores a 15.

2.3. CUTTER SOIL MIXING

A técnica de CSM foi desenvolvida e testada em 2003 pela empresa *Bauer Maschinen*, na Alemanha. O processo é adequado para consolidação de solos (melhoramento das características geomecânicas do solo) e criação de cortinas de contenção para escavações, pois podem ser inseridos elementos metálicos, que permitem armar os painéis criados antes do endurecimento do solo, competindo com a tecnologia de *Jet Grouting*, *Deep Soil Mixing* e paredes moldadas. A diferença desta técnica para outras mais antigas como o *Deep Soil Mixing*, baseia-se no facto de nas técnicas mais antigas, o solo ser misturado *in situ* através de trados que rodam em torno de eixos verticais. Na técnica de *Cutter Soil Mixing* (CSM), a cabeça de corte é composta por duas rodas dentadas que rodam em sentidos opostos em torno de um eixo horizontal (ver Fig. 2.4 a) e Fig. 2.4 b)), que fragmenta e posteriormente mistura o solo com a argamassa introduzida através de um orifício existente no espaço entre as duas rodas, dando origem a um painel uniforme em que a mistura e a interligação das partículas do solo com a argamassa são fatores bastante diferenciadores, face aos métodos mais antigos (Monteiro, 2011) (ver Fig. 2.5). A execução de painéis secantes garante a homogeneidade e continuidade do perímetro da contenção. A realização destes painéis é possível para várias espessuras, bastando substituir as rodas do equipamento de rotação.



Fig. 2.4 – a) Equipamento utilizado na técnica CSM; b) representação do movimento oposto dos dentes (Monteiro, 2011); c) introdução de perfis metálicos tubulares; d) introdução de perfis metálicos HE/IP

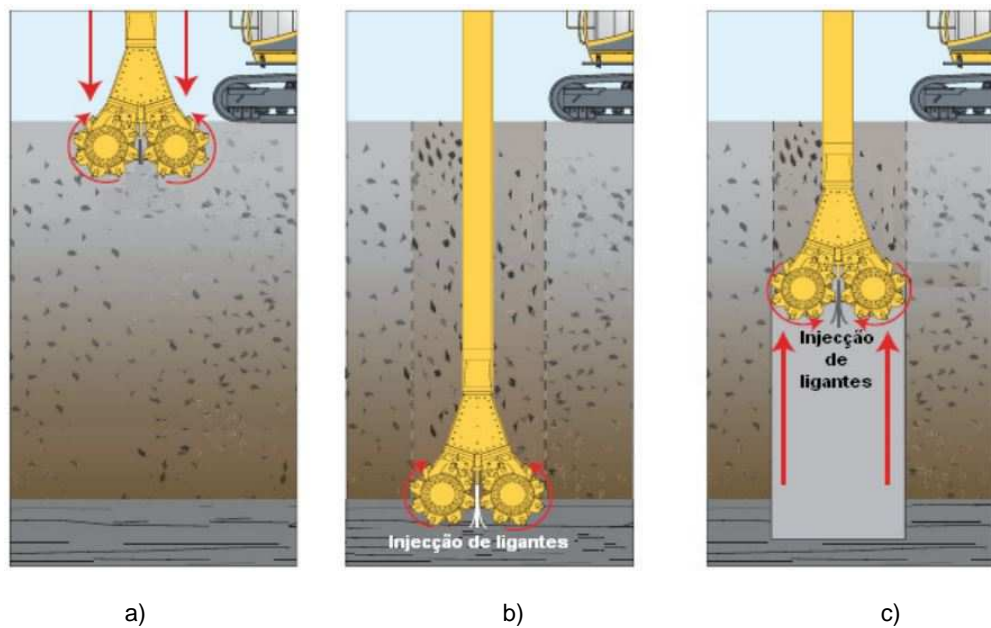


Fig. 2.5 – Processo de execução da técnica de CSM (Sousa, 2009): a) início da fase de furação, com desagregação do terreno; b) atingida a profundidade máxima de tratamento, inicia-se a injeção de ligantes; c) extração do equipamento até à superfície com injeção simultânea de ligantes

Como já referido, no final do processo de execução desta técnica é formado um painel, painel esse que ao unir-se com outros painéis formam uma parede contínua (Fig. 2.6 a)). A parede é formada pela sobreposição de painéis primários e secundários, sendo que os painéis secundários podem ser executados imediatamente após a conclusão dos primários, ou apenas quando a argamassa se encontrar endurecida.

Comparativamente com a técnica de *Jet Grouting*, esta solução construtiva (CSM) permite uma menor quantidade de desperdícios, uma vez que ao contrário do *Jet Grouting*, que leva à formação de colunas, nesta técnica não só apenas é executada a secção efetiva necessária como o número de juntas de sobreposição também é menor. Outra vantagem relativamente ao *Jet Grouting* é o facto do espaçamento dos perfis metálicos ser independente da secção, ao contrário do que acontece na tecnologia de *Jet Grouting*, em que o espaçamento está dependente do diâmetro das colunas.

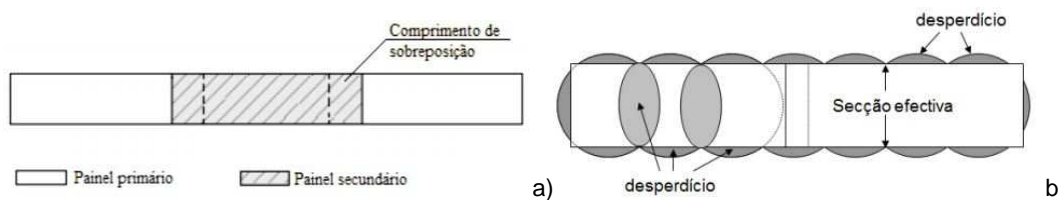


Fig. 2.6 – a) Representação esquemática dos painéis obtidos pela técnica CSM; b) Comparação da secção obtida em relação à técnica de *Jet Grouting* (Monteiro, 2011)

No entanto, é necessário um grande investimento na aquisição e manutenção do equipamento e a necessidade de controlo através de ensaios laboratoriais e de campo para aferir com rigor as propriedades da mistura.

Esta técnica apresenta uma vasta gama de aplicações, podendo ser aplicada de preferência em solos de argila mole a média, bem como em solos constituídos por areia ou gravilha, sendo possível obter, neste tipo de solos, painéis longos, com secções estreitas e elevadas profundidades. Em contrapartida, em solos considerados densos a muito densos, bem como com presença de rochas, pode ocorrer uma geometria irregular da parede, assim como obter-se profundidades relativamente inferiores, concluindo-se que nestas condições é difícil a utilização desta técnica (Monteiro, 2011).

2.4. PAREDES TIPO BERLIM DEFINITIVAS

As paredes tipo Berlim definitivas são, no essencial, uma estrutura de suporte de terras flexível constituída por perfis metálicos verticais instalados em furos na periferia da escavação antes de esta ser iniciada, e painéis de betão armado, envolvendo aqueles perfis, betonados de cima para baixo à medida que a escavação vai prosseguindo. Atingida a profundidade projetada, a parede é levada até um nível um pouco inferior, de forma a ser construída a fundação da própria cortina (Matos Fernandes, 1990).

A escavação processa-se por níveis em que em cada nível são executados, de forma alternada, painéis de betão armado, os quais se designam por painéis primários (os primeiros a serem construídos) e painéis secundários (construídos após os primários). Entre painéis primários são deixadas banquetas de solo não escavado, de forma a aumentar a estabilidade e reduzir as deformações atrás da cortina através da mobilização do efeito de arco tridimensional (ver Fig. 2.7).

Nas estruturas de contenção tipo Berlim definitivas, contrariamente às estruturas de contenção tipo Berlim provisórias (em vez de painéis de betão armado existem pranchas de madeira), os perfis verticais não são contabilizados para a rigidez à flexão da parede de contenção, uma vez que esta função é con-

seguida através dos painéis de betão armado, betonados *in situ*, que possuem rigidez à flexão consideravelmente superior à dos perfis verticais. Assim, a função dos perfis verticais é a de transmissão das cargas verticais que provêm do peso próprio da parede de betão e da componente vertical das forças das ancoragens. Note-se, no entanto, que quando se usam escoras em vez de ancoragens, esta componente deixa de existir.



a)



b)

Fig. 2.7 – Paredes tipo Berlim definitivas executas com painéis alternados: a) Betonagem dos painéis primários (Santos, 2011); b) aspeto final dos painéis primários (Guerra, 1999)

Na Fig. 2.8 apresenta-se esquematicamente o processo construtivo de uma parede tipo Berlim definitiva ancorada em que a descrição das fases se encontra no Quadro 2.1. Na Fig. 2.9 apresenta-se um detalhe do processo construtivo entre as fases 5 e 6 referidas na Fig. 2.8 em que a descrição das respetivas fases se encontra no Quadro 2.2. A Fig. 2.10 mostra um esquema em perspetiva do processo construtivo de paredes tipo Berlim definitivas ancoradas.

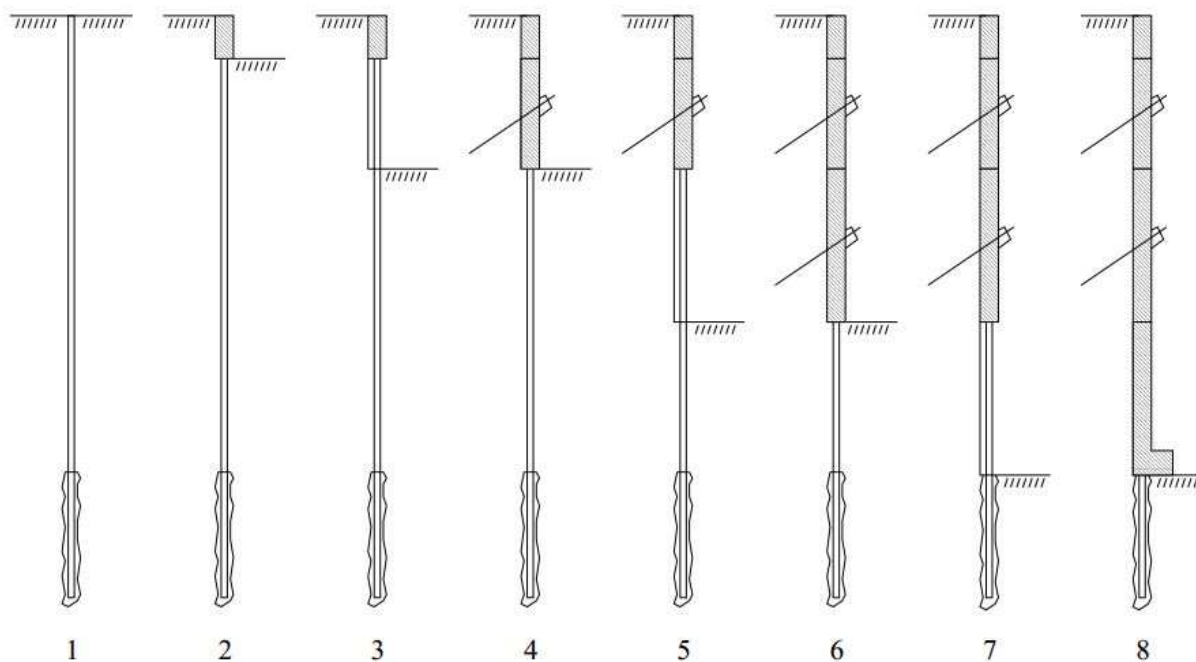


Fig. 2.8 – Representação esquemática do processo construtivo de uma parede tipo Berlim definitiva ancorada (Guerra, 1999)

Quadro 2.1 – Descrição das fases da Fig. 2.8 (adaptado de Guerra, 1999)

Fase	Descrição
1	Furação, instalação dos perfis e selagem
2	Execução da viga de coroamento
3	Escavação do 1º nível, por painéis alternados
4	Execução, por painéis alternados, dos painéis do 1º nível; realização e pré-esforço das ancoragens
5	Escavação do 2º nível, por painéis alternados
6	Execução, por painéis alternados, dos painéis do 2º nível; realização e pré-esforço das ancoragens
7	Escavação do 3º nível, por painéis alternados
8	Execução, por painéis alternados, dos painéis do 3º nível

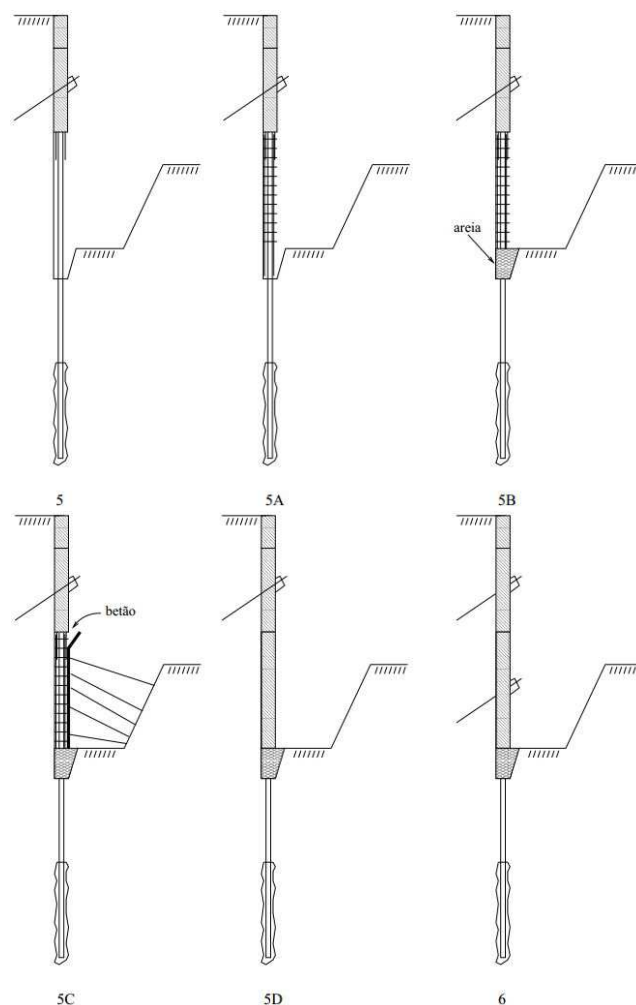


Fig. 2.9 – Detalhe esquemático do processo construtivo de uma parede tipo Berlim definitiva ancorada entre as fases 5 e 6 referidas na Fig. 2.8 (Guerra, 1999)

Quadro 2.2 – Descrição das fases da Fig. 2.9 (adaptado de Guerra, 1999)

Fase	Descrição
5	Escavação do 2º nível, por painéis alternados
5A	Montagem da armadura
5B	Colocação de almofada de areia na base do painel para ligação da armadura ao painel do nível seguinte
5C	Instalação da cofragem e betonagem
5D	Retirada da cofragem após presa do betão; execução do furo para a ancoragem e selagem dos cabos
6	Execução, por painéis alternados, dos painéis do 2º nível; realização e pré-esforço das ancoragens

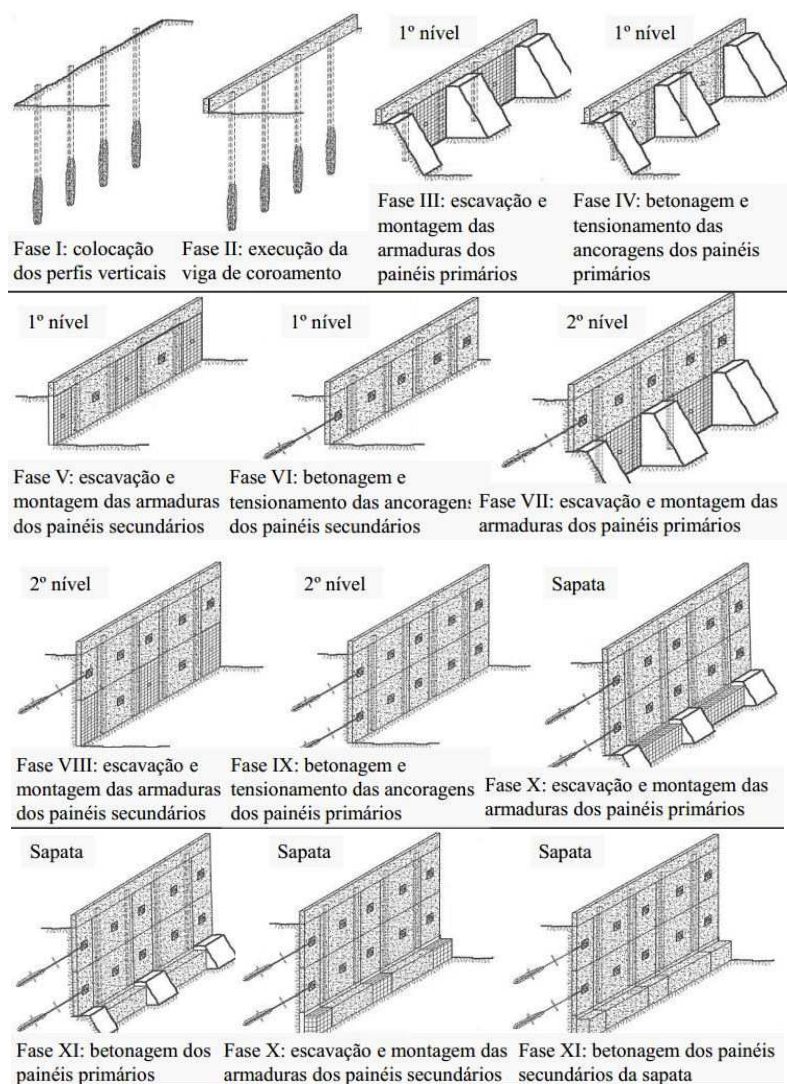


Fig. 2.10 – Esquema em perspectiva do processo construtivo de paredes tipo Berlim definitivas ancoradas (Pinto, 2010)

As paredes tipo Berlim definitivas são indicadas para terrenos com alguma coerência, sem presença significativa de água e sem edifícios suscetíveis a assentamentos na periferia da contenção em terrenos cuja área de implantação seja pequena e que tenham fortes limitações de acesso à obra, por exemplo em centros urbanos (Pinto, 2008). Caso esta solução seja adotada em solos que não apresentem as características geotécnicas necessárias para a sua execução, como por exemplo, solos arenosos sem coesão, podem ocorrer situações como a ilustrada na Fig. 2.11, em que a descompressão conferida ao solo suportado conduziu a elevados movimentos deste.



Fig. 2.11 – Movimentos do solo suportado associados à descompressão conferida pela execução da parede tipo Berlim (Pinto, 2010)

2.5. CASO DE OBRA: PAREDE TIPO BERLIM DEFINITIVA COMBINADA COM PAINÉIS CSM – LISBOA, PORTUGAL

Neste subcapítulo será abordada e analisada com o nível de detalhe possível uma obra de contenção suportada por uma solução inovadora que resulta da combinação de paredes tipo Berlim definitivas com painéis de *Cutter Soil Mixing* (CSM). As considerações expostas nos pontos seguintes têm por base o artigo de Pinto *et al.* (2013), o qual foi apresentado na 18ª Conferência Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica realizada em Paris, França, em Setembro de 2013.

De modo a ultrapassar a desvantagem da descompressão do solo suportado conferida pela execução da parede tipo Berlim definitiva, este sistema construtivo pode ser combinado com as tecnologias de *Jet Grouting* ou *Cutter Soil Mixing*, descritas, respetivamente, em 2.2. e 2.3., que atuam como um tratamento preliminar do solo. A solução mista de paredes tipo Berlim combinadas com painéis de CSM foi adotada nos trabalhos de alargamento da plataforma ferroviária, para acomodar novas infraestruturas na ligação entre as duas principais linhas ferroviárias em Lisboa. Para tal, foi necessário realizar uma escavação com uma profundidade máxima de 13,0 m. Devido às condições de vizinhança, foram construídas 3 estruturas de suporte mistas (M1, M2 e M3). Neste trabalho apenas será apresentada o caso da parede M3 (ver Fig. 2.12), com 13,0 m de profundidade e 66,0 m de extensão.



Fig. 2.12 – Localização da parede M3 (adaptado de Pinto *et al.*, 2013)

2.5.1. PRINCIPAIS CONDICIONANTES

2.5.1.1. Condicionantes geológicas e geotécnicas

As condições geológicas do local eram heterogêneas. Os trabalhos de escavação intersetaram, desde a superfície, aterros heterogêneos e areias miocénicas medianamente compactas a compactas e arenitos (ver Quadro 2.3). O nível freático encontrava-se 5,0 m acima do nível final da escavação, ou seja, a 8,0 m de profundidade (ver Fig. 2.13).

Quadro 2.3 – Condições geotécnicas (adaptado de Pinto *et al.*, 2013)

Zona geotécnica	Estrato	N _{SPT}	γ [kN/m ³]	E [kPa]	ϕ' [°]	c' [kPa]
ZG1	Aterro	–	19	10.000	22	0
ZG2	Areia medianamente compacta	20	20	20.000	33	0
ZG3	Areia densa e arenito	60	21	35.000	35	0
Painéis de Cutter Soil Mixing (CSM)			22	1.000.000	600	35

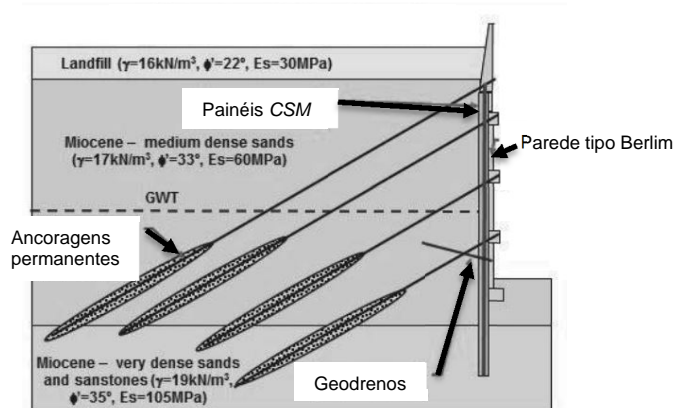


Fig. 2.13 – Secção final da parede M3 (adaptado de Pinto *et al.*, 2013)

2.5.1.2. Outras condicionantes

As condicionantes de vizinhança incluíam a existência de linhas ferroviárias (em operação e ligando as duas principais cidades portuguesas – Porto e Lisboa), vários edifícios industriais e edifícios sensíveis localizados atrás das paredes, assim como o viaduto da Avenida Marechal Gomes da Costa (ver Fig. 2.14). Assim sendo, o controlo das deformações da parede e dos movimentos induzidos na sua periferia tinham de ser muito bem controlados durante e depois dos trabalhos de remoção de terras.



Fig. 2.14 – Condicionantes de vizinhança (adaptado de Pinto *et al.*, 2013)

2.5.2. SOLUÇÃO ADOTADA

De forma a minimizar a descompressão do solo durante os trabalhos de escavação, construíram-se previamente painéis de CSM (ver Fig. 2.15) com uma profundidade máxima de 18,0 m de profundidade e uma secção transversal de $2,4 \times 0,5 \text{ m}^2$ com um comprimento de sobreposição de 0,2 m (ver Fig. 2.16 a)). Os painéis de CSM foram armados com perfis metálicos laminados verticais IPE270 com um espaçamento de 1,1 m de forma a suportar os impulsos de terras e água, assim como a assegurar um melhor controlo das deformações da estrutura de suporte.



Fig. 2.15 – Execução dos painéis de CSM (adaptado de Pinto *et al.*, 2013)

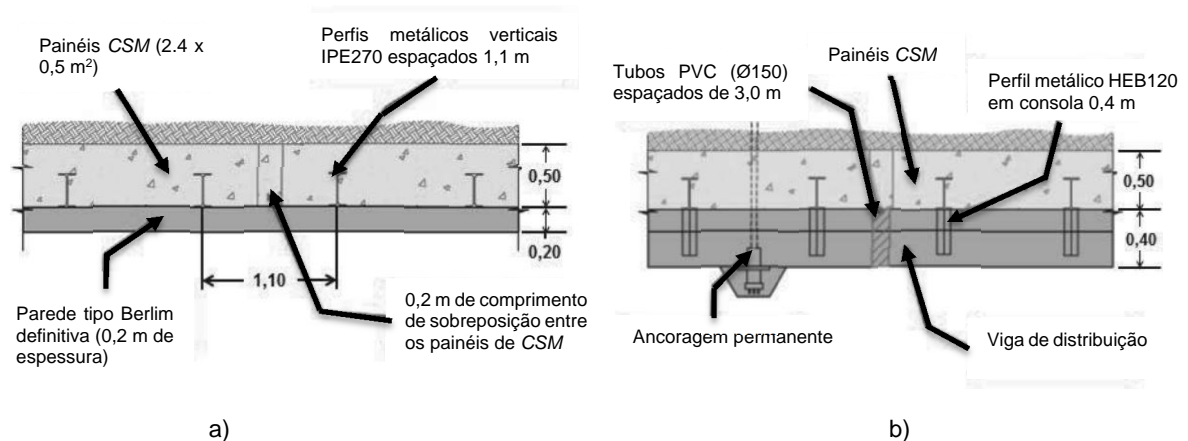


Fig. 2.16 – Secção transversal da parede M3: a) secção corrente: b) ao nível da viga de distribuição (adaptado de Pinto *et al.*, 2013)

Os perfis metálicos verticais foram colocados no interior dos painéis, antes do ligante iniciar o seu processo de presa, e foram apoiados em quatro ou três níveis de ancoragens permanentes, aplicadas na viga de distribuição em betão armado (ver Fig. 2.13 e Fig. 2.16 b)). Os painéis de CSM foram projetados para integrarem a estrutura final de suporte de terras que tem como revestimento final uma parede de betão armado com 0,2 m de espessura (parede tipo Berlim definitiva). Os painéis de CSM permitem também minimizar a entrada de água na plataforma de escavação. A parede tipo Berlim definitiva foi executada sem os perfis metálicos no seu interior (ao contrário do que sucede na solução clássica), sendo ligada à parede de CSM através de perfis metálicos horizontais (HEB120) soldados aos perfis verticais da parede de CSM (ver Fig. 2.16 b)).

A solução mista permitiu uma construção económica e segura ultrapassando as principais desvantagens da parede tipo Berlim definitiva simples (solução inicial para este projeto).

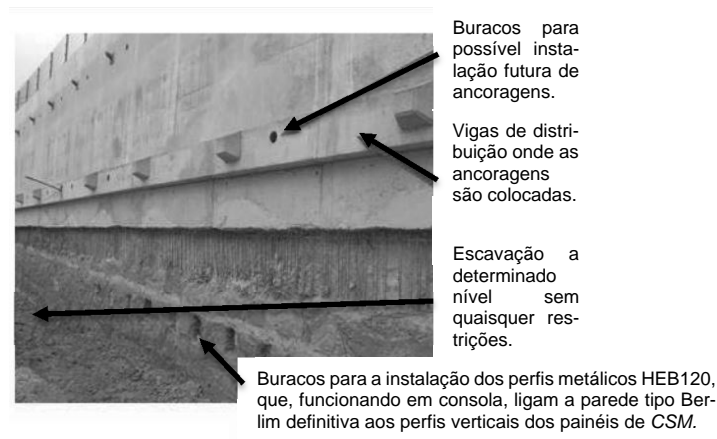


Fig. 2.17 – Vista frontal da parede M3 em que a escavação se encontra no nível imediatamente abaixo da parte da parede tipo Berlim já executada no nível superior (adaptado de Pinto *et al.*, 2013)

2.5.3. PRINCIPAIS FASES DE CONSTRUÇÃO

Uma das principais vantagens desta solução mista é a redução da descompressão do solo suportado e redução dos trabalhos de escavação em termos de planeamento.

As principais fases de escavação encontram-se apresentadas na Fig. 2.18. Como se pode observar na Fig. 2.17, esta solução permite que os trabalhos de escavação ocorram sem quaisquer restrições, ou seja, estes trabalhos podem decorrer em toda a extensão da obra. Isto só é possível devido à prévia execução dos painéis de CSM.

Foi implementado um controlo e garantia de qualidade apertados nos trabalhos de execução dos painéis de CSM e na execução das ancoragens permanentes. Para além disto, também foram realizados ensaios de resistência à compressão não confinada.

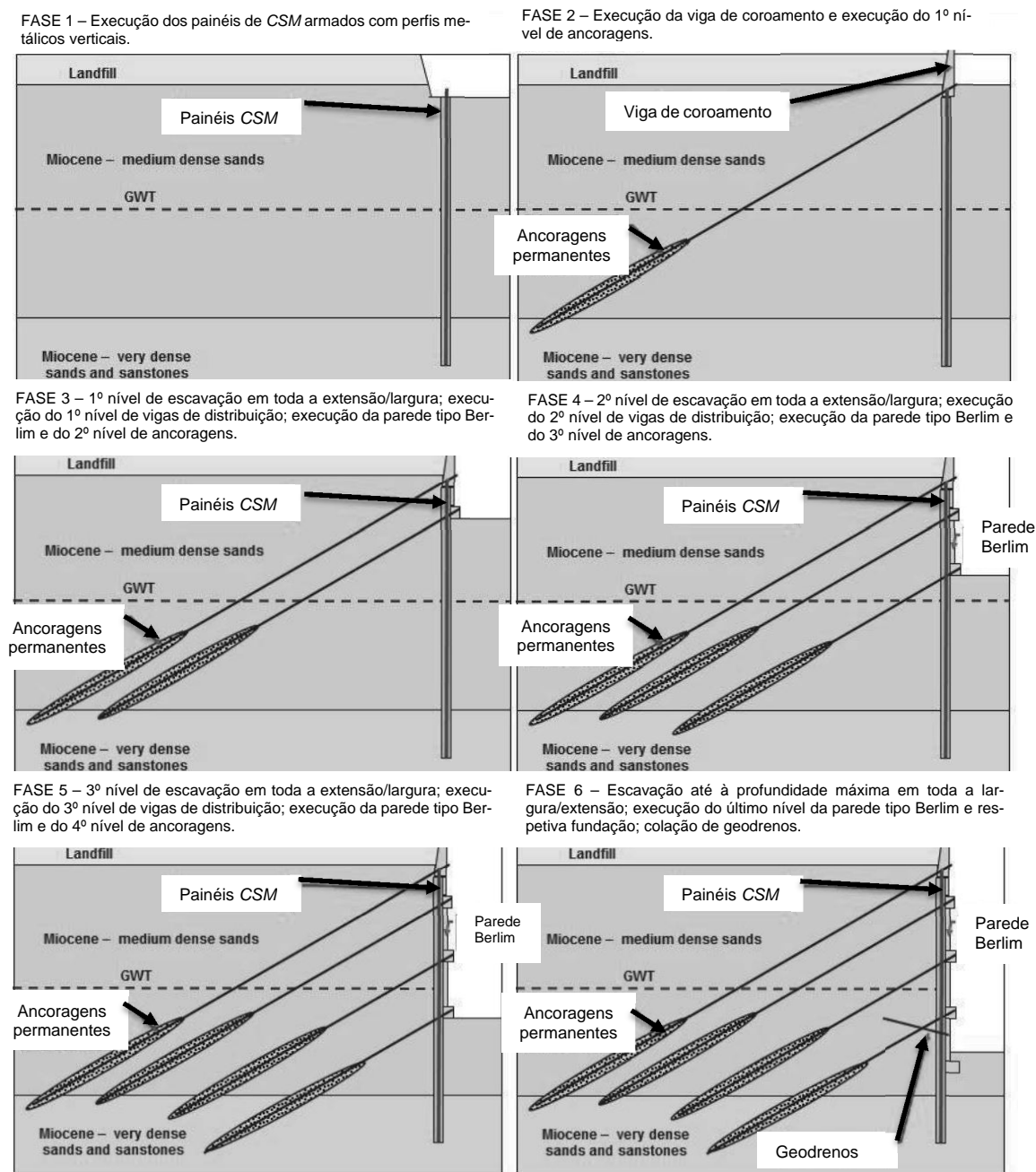
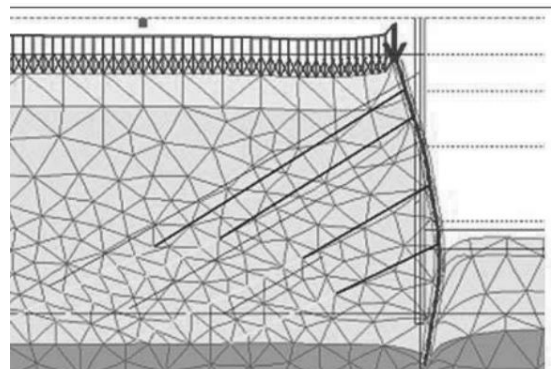


Fig. 2.18 – Principais fases de escavação (adaptado de Pinto *et al.*, 2013)

2.5.4. PROJETO

Os painéis de *CSM* foram projetados de forma a apresentarem 4,0 MPa de resistência à compressão não confinada e um módulo de *Young* de 1,0 GPa. Devido às propriedades químicas do solo, foi adotado um cimento pozolânico. Os resultados da modelação numérica, através do programa *Plaxis*, estimaram um deslocamento máximo horizontal de 64,0 mm referente à ação sísmica.



Deslocamentos horizontais devido à ação sísmica (máx.: 64,0 mm)

Fig. 2.19 – Deslocamentos horizontais obtidos no programa de elementos finitos *Plaxis* (adaptado de Pinto *et al.*, 2013)

2.5.5. PLANO DE MONITORIZAÇÃO E INVESTIGAÇÃO

Tendo em conta, as aspetos inovadores desta solução, foi aplicado um exigente plano de monitorização e investigação de forma a realizar a escavação em condições económicas e de segurança favoráveis. Assim, foram instalados os seguintes equipamentos:

- Inclínómetros (11 unidades);
- Alvos topográficos (65 unidades);
- Células de cargas nas ancoragens (22 unidades).

As medições permitiram confirmar um excelente comportamento da solução adotada, realçando a importância de minimizar a descompressão do solo suportado através da construção prévia de painéis de *CSM*. Em geral, foram medidas deformações menores das previstas em projeto apesar de alguns movimentos anómalos (ver Fig. 2.20).

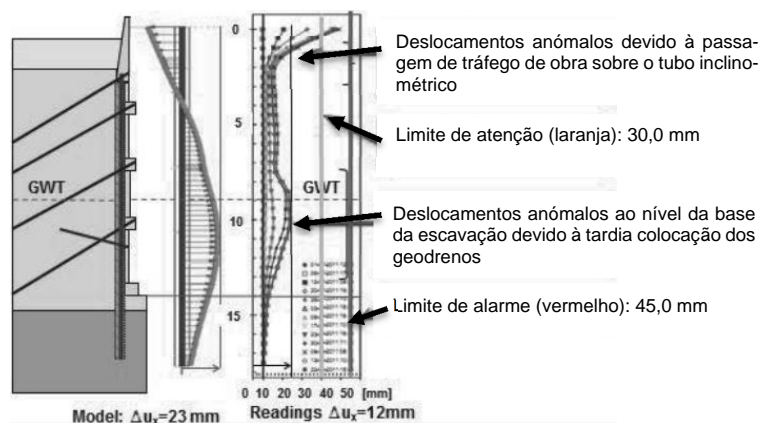


Fig. 2.20 – Comparação entre os resultados numéricos obtidos no programa *Plaxis* e as deformações medidas no inclinómetro para ações estáticas (adaptado de Pinto *et al.*, 2013)

2.5.6. PRINCIPAIS CONCLUSÕES

A adoção desta solução mista permite tirar as seguintes conclusões:

- Bom confinamento do solo suportado durante os trabalhos de escavação devido à construção prévia dos painéis de *CSM*;
- Movimentos pequenos confirmados pela monitorização;
- Permite um bom acabamento e estanqueidade à água da estrutura de suporte dado pela parede de betão armado;
- Vantagens ambientais associadas à tecnologia *CSM*, uma vez que permitiu minimizar o volume de solo escavado;
- Campo de aplicação a quase todos os cenários geológicos e geotécnicos, assim como a cenários de condições de vizinhança complexos e sensíveis.

3

MODELO NUMÉRICO

3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

A análise de obras geotécnicas e, em particular, a análise e interpretação do comportamento de escavações, tem sido apoiada, desde a década de 70, na utilização de modelos numéricos baseados no método dos elementos finitos. Com o desenrolar dos anos, associado à evolução da tecnologia e das capacidades informáticas, a utilização destes métodos, para o estudo do comportamento de escavações, tem-se tornado cada vez mais prática e aliciante. O método dos elementos finitos é um método que consiste na discretização do meio permitindo a integração das equações diferenciais governativas do problema.

Neste capítulo será apresentado, de forma simplificada, o modelo numérico utilizado no presente trabalho de modo a dar a entender ao leitor a forma como é feita a análise dos problemas que serão apresentados ao longo deste. O programa de cálculo automático utilizado nesta dissertação, designado por RE-CRIB, foi desenvolvido por José Leitão Borges em 1995 na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP). Para o leitor mais interessado recomenda-se a leitura de Borges (1995). Este modelo permite incorporar diferentes tipos de elementos finitos, de modo a simular os diversos constituintes dos problemas em causa, bem como a evolução dos estados de tensão e deformação.

No contexto do presente trabalho, as hipóteses teóricas principais consideradas no modelo de cálculo são as seguintes:

- Simulação de estados planos de deformação e escoamento e de estados axissimétricos;
- Formulação acoplada das equações de equilíbrio (problema mecânico) e de escoamento (problema hidráulico, nos casos em que é necessário considerar) tendo em conta as relações constitutivas (modelos elastoplásticos) formuladas em termos de tensões efetivas (extensão da teoria de consolidação multidimensional de Biot); esta formulação é aplicada ao longo de qualquer fase da obra, tanto durante o período de construção, como no período pós-construção, o que permite atender à evolução dos excessos de pressão intersticial (quando existem) e do estado de tensão efetiva;
- Utilização de modelos de estados críticos (Cam-clay, Cam-clay modificado e $p-q-\theta$), na simulação do comportamento constitutivo dos solos;
- Simulação de interfaces entre distintos materiais através de elementos de junta, podendo ser adotado comportamento elástico linear ou elastoplástico para os mesmos (neste trabalho serão utilizados elementos do tipo junta com comportamento elástico perfeitamente plástico, em tensões totais);
- Simulação de escoras metálicas e de lajes maciças de betão armado com comportamento elástico linear ou elastoplástico usando elementos do tipo barra.

3.2. CONSOLIDAÇÃO EM MEIOS POROSOS DEFORMÁVEIS

Em obras geotécnicas envolvendo maciços argilosos saturados, como por exemplo uma escavação, quando é aplicada uma ação (remoção das terras e água do lado escavado no caso da escavação), a carga reparte-se, em regra, em duas parcelas. Parte da carga instala-se no esqueleto sólido (incremento de tensão efetiva) e a restante parte, instala-se no fluido intersticial (excesso de pressão neutra). A distribuição no maciço dos excessos de pressão neutra não é, em geral, uniforme, pelo que se geram gradientes hidráulicos no maciço que estabelecem as condições necessárias para o início de um regime transitório, durante o qual é transferida carga do fluido intersticial para o esqueleto sólido (Borges, 1995). Este fenómeno em que ocorre dissipação dos excessos de pressão neutra e, consequentemente, deformações do solo, devido ao aumento ou diminuição das tensões efetivas, é designado por consolidação. Este termo é mais habitualmente associado à diminuição volumétrica do solo durante este processo. Contudo, ao longo deste trabalho, será utilizado este termo no seu significado mais geral, isto é, independentemente do sinal da variação volumétrica do solo, para designar o processo em que ocorre a dissipação dos excessos de pressão neutra.

Num maciço argiloso mole, muito compressível e de baixa permeabilidade, o estudo do processo de consolidação é dos mais complexos em Geotecnia, pois para além da variação instantânea dos estados de tensão decorrentes da aplicação de cargas, ocorre evolução diferida no tempo dos mesmos. Como se verá adiante, este problema pode ser ultrapassado através da integração, no espaço e no tempo, de um conjunto de equações diferenciais que regem o fenómeno (Borges, 1995; Costa, 2005; Santos, 2014).

Ao longo da história da engenharia, foram formuladas algumas teorias de consolidação com o objetivo de simular e de prever o comportamento dos maciços argilosos. A primeira destas teorias foi formulada por Terzaghi em 1923, embora muito simplificada, uma vez que foi formulada em termos unidimensionais afastando-se da realidade tridimensional das obras geotécnicas. No entanto, esta teoria é ainda nos dias de hoje correntemente aplicada na previsão de deslocamentos diferidos no tempo associados à construção de aterros (Matos Fernandes, 2006).

Posteriormente, outros autores, baseando-se nos trabalhos pioneiros de Terzaghi, trabalharam no aperfeiçoamento da formulação, introduzindo teorias de consolidação multidimensional, sendo a primeira teoricamente consistente a de Biot (1935, 1941). Esta tornou possível a interdependência entre os fenómenos de deformação do esqueleto sólido e do escoamento do fluido intersticial, ou seja, a análise do problema tem em conta não só as equações de equilíbrio mecânico, mas também as equações que governam o escoamento (análises acopladas).

3.3. MODELO NUMÉRICO DE RESOLUÇÃO

A utilização de modelos não lineares em programas de cálculo com recurso ao método dos elementos finitos torna necessária a adoção de técnicas numéricas de resolução de sistemas não lineares.

Borges (1995), ao desenvolver o programa de cálculo automático utilizado neste trabalho, teve em consideração o carácter incremental no tempo das equações governativas, tanto mecânicas (equações de equilíbrio e relações constitutivas) como hidráulicas (escoamento do fluido intersticial), utilizando apenas técnicas incrementais na resolução do problema não linear.

No método incremental, a solicitação total é subdividida num conjunto de incrementos de carga e a matriz de rigidez é calculada para o estado de tensão inicial de cada incremento, não sofrendo alterações durante o mesmo (Lopes, 2004). Na Fig. 3.1 ilustra-se a aplicação deste método a um sistema com um grau de liberdade. A utilização de métodos incrementais em problemas não lineares introduz afastamen-

tos relativamente às curvas reais, ou seja, à medida que se aplicam incrementos, a solução vai-se afastando da solução correta, pelo que se obtém um aumento das forças não equilibradas (residuais) Ψ . A diferença entre as forças resistentes e as forças aplicadas será tanto menor quanto menores forem os incrementos de carga e/ou de tempo considerados. Deste modo, a aplicação do programa deverá ser feita usando um número de incrementos muito elevado, correspondendo, pois, a um número elevado de subdivisões da solicitação, para que a solução incremental se afaste o menos possível da solução correta, ou seja, de forma a obter resultados numéricos muito próximos dos reais.

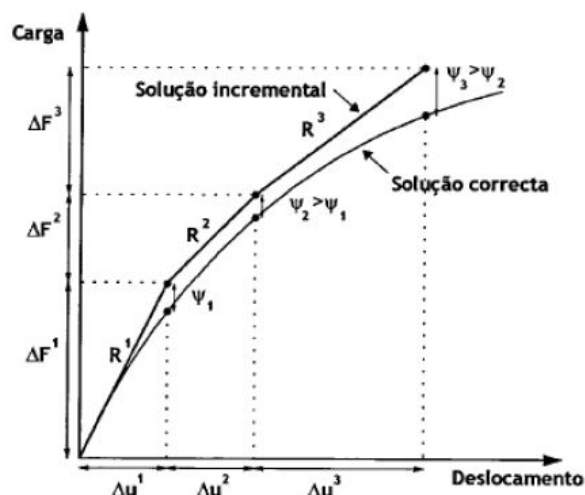


Fig. 3.1 – Método incremental (Lopes, 2004)

O recurso à modelação por elementos finitos requer uma discretização do meio em pequenos elementos. A discretização consiste numa divisão, não só do espaço físico em elementos finitos tridimensionais, no caso geral, mas também do tempo em incrementos temporais unidimensionais, tendo em conta as formulações acopladas mecânico-hidráulica usadas.

Após a adequada discretização do meio, é necessário formular o comportamento no interior dos elementos, sendo este definido pelas suas funções de forma, funções estas que definem a variação das incógnitas, de acordo com a variação nodal das mesmas. Estas funções apresentam ainda diferentes graus, determinados em função do rigor da solução numérica pretendida, estabelecendo assim um número de nós que cada elemento terá que ter.

Com recurso à matriz de comportamento de cada elemento finito, é formulada uma matriz global que proporciona um sistema de equações, nas quais as incógnitas básicas são os incrementos dos deslocamentos nodais e das pressões intersticiais nos nós num determinado instante temporal, sendo assim possível determinar as deformações e tensões. De forma a garantir a continuidade do meio, é imposta a compatibilidade das variáveis nos pontos nodais de elementos adjacentes (Costa, 2005).

O presente trabalho não tem como objetivo a descrição exhaustiva dos métodos de discretização do espaço físico e do tempo, bem como das técnicas inerentes ao método dos elementos finitos (MEF) para o estabelecimento da matriz governativa. Desta forma, apenas serão expostas algumas considerações gerais, remetendo-se por isso para Lewis e Schrefler (1987), Borges (1995) e Potts e Zdravkovic (1999), a fim de se complementar a informação aqui apresentada.

Relativamente ao modelo de cálculo pelo MEF utilizado no presente trabalho, e tendo presente a influência diminuta de alguns parâmetros, deve ser aqui chamada a atenção para o facto de terem sido efetuadas algumas simplificações (Borges, 1995; Costa, 2005; Santos, 2014):

- As partículas individuais do solo e o fluido intersticial (água) admitiram-se como incompressíveis; esta simplificação é perfeitamente aceitável visto que a sua deformabilidade é muito inferior à do esqueleto sólido;
- A fluência do esqueleto sólido é considerada desprezável; esta simplificação é aceitável na maioria dos casos, sendo que em solos com elevado teor em matéria orgânica as deformações por fluência são significativas;
- As deformações por efeitos químicos ou térmicos consideram-se desprezáveis;
- As condições de fronteira hidráulicas encontram-se limitadas à imposição de valores de pressão intersticial na fronteira, como se verá no capítulo 6;
- A permeabilidade é considerada como independente do índice de vazios.

Tendo em conta as simplificações admitidas e as técnicas de formulação através do MEF, o sistema de equações que rege o problema acoplado pode ser formulado matricialmente da seguinte forma (formulação para cada elemento finito) (Borges, 1995):

$$\begin{bmatrix} [K] & [L] \\ [L]^T & \theta[H]\Delta t_k \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta u_p \\ \Delta p_{wp}^e \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \left\{ \frac{df}{dt} \right\} \\ -[H] \left\{ p_{wp}^e \right\}_{t_k} \end{Bmatrix} \Delta t_k \quad (3.1)$$

Nesta equação as variáveis têm o seguinte significado:

- $[K]$ é a matriz de rigidez;
- $[L]$ é a matriz de acoplamento;
- $[H]$ é a matriz de escoamento;
- Δt_k é o incremento de tempo;
- θ é um parâmetro que define como variam os excessos de pressão intersticial ao longo do incremento de tempo;
- Δu_p representa os valores nodais dos incrementos do vetor deslocamento;
- Δp_{wp}^e corresponde aos incrementos nodais dos excessos de pressão intersticial;
- $\left\{ \frac{df}{dt} \right\}$ é o vetor das forças nodais, contemplando as forças mássicas e as forças exteriores;
- $\left\{ p_{wp}^e \right\}_{t_k}$ representa o vetor que compreende os valores nodais do excesso de pressão intersticial nodal instalado no início do incremento.

Os diferentes tipos de elementos utilizados no modelo numérico estão ilustrados na Fig. 3.2, designadamente: a) elementos de barra linear com 3 nós e incógnitas de deslocamentos em cada nó; b) elementos de junta com espessura nula, com incógnitas de deslocamentos em cada nó, para simular o comportamento de uma interface de dois materiais distintos; c) elementos triangulares híbridos com 3 nós nos vértices e 3 nós nos pontos médios de cada lado, com incógnitas de deslocamentos nos 6 nós e incógnitas de excessos de pressão neutra nos 3 nós de vértices (para análises acopladas); d) elementos triangulares com 3 nós nos vértices e 3 nós nos pontos médios de cada lado, com incógnitas de deslocamentos nos 6 nós.

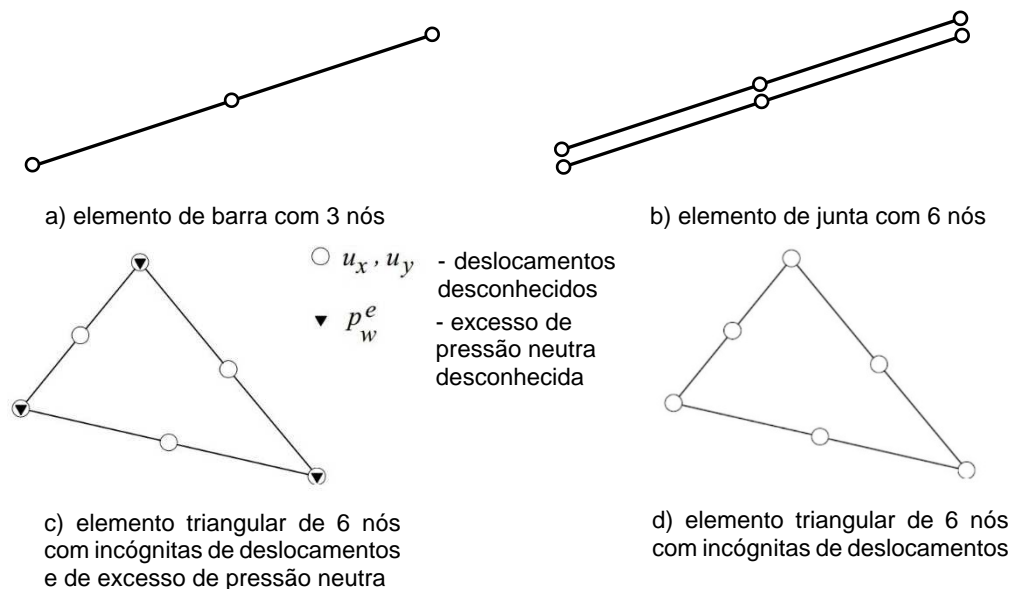


Fig. 3.2 – Elementos finitos bidimensionais utilizados no modelo numérico (adaptado de Borges, 1995)

3.4. MODELO CONSTITUTIVO DO SOLO. MODELO P - Q - θ

Para a simulação numérica de uma obra geotécnica é necessário adotar um modelo constitutivo que permita a modelação realista das características constitutivas do solo, ou seja, que represente corretamente o comportamento do solo. Nos dias de hoje, existem inúmeros modelos passíveis de serem utilizados em programas de elementos finitos.

O modelo constitutivo mais adequado deve, por um lado simular corretamente o comportamento do solo e, por outro, ser simples, de forma a não se tornar proibitivo, dada a quantidade de parâmetros que o constitui ou na dificuldade da sua obtenção através dos ensaios laboratoriais. Estes dois fatores são muitas vezes contraditórios na decisão do modelo a adotar.

Tendo em conta as razões apresentadas, no presente trabalho recorreu-se a um dos modelos elastoplásticos de “Cambridge”. Estes modelos surgiram na década de 60 na Universidade de Cambridge e assentam no conceito de estado crítico e no conceito de superfície limite dos estados (Maranha das Neves, 2013). Estes modelos necessitam de um número relativamente reduzido de parâmetros para o estabelecimento das equações governativas, sem que tal prejudique seriamente a simulação dos aspetos fundamentais do comportamento real dos solos. Um carácter distintivo deste tipo de modelos é o facto de se basearem em formulações aplicáveis a meios contínuos e não em considerações de equilíbrio e cinemáticas visando planos de deslizamento particulares (Maranha das Neves, 2013). Para melhor compreensão destes conceitos, recomenda-se ao leitor a consulta da bibliografia, nomeadamente Maranhã das Neves (2013) e Borges (1998).

O modelo de estados críticos utilizados neste trabalho foi o modelo p - q - θ . Este modelo estabelece a distinção entre os conceitos de cedência e de rotura última mediante a consideração da noção de estado crítico, em conjugação com uma superfície de cedência dependente das deformações plásticas. Diz-se que um solo está em estado crítico se, ao deformar-se, não existe variação de volume nem variação das tensões efetivas. Um solo sujeito a deformações distorcionais pode entrar em cedência e continuar a deformar-se até eventualmente atingir a linha dos estados críticos, verificando-se as condições de plasticidade perfeita (Borges, 1998).

3.4.1. RELAÇÃO VOLUME-TENSÃO MÉDIA EFETIVA

Segundo Borges (1995, 1998), se uma amostra de solo for submetida a compressões e descompressões isotrópicas, isto é, com variação de p e $q = 0$ (em que p é a tensão média efetiva e q a tensão de desvio), a curva volume-tensão média efetiva apresenta, em geral, o aspeto representado na Fig. 3.3. Na teoria dos estados críticos, em conformidade com os resultados experimentais, as curvas de compressão virgem (primeira carga), descompressão e recompressão assumem-se lineares no referencial $(v, \ln p)$ (ver Fig. 3.4), sendo v o volume específico do solo, ou seja, o volume de solo que contém uma unidade de volume de material sólido ($v = 1+e$, em que e é o índice de vazios). Em particular, a equação da linha de consolidação isotrópica (ou linha de compressão isotrópica virgem - LCI) é dada por:

$$v = N - \lambda \ln p \quad (3.2)$$

em que λ e N são parâmetros característicos do solo: λ é o declive da linha de compressão isotrópica em primeira carga no referencial $(v, \ln p)$ e N corresponde ao valor de v quando $\ln p = 0$, isto é, $p = 1$ kPa (Fig. 3.4). Por outro lado, as equações das linhas de descompressão ou recompressão (“linhas k ”) são do tipo:

$$v = v_k - k \ln p \quad (3.3)$$

em que k é uma constante do solo (declive das “linhas k ” – linhas descompressão-recompressão isotrópica) no referencial $(v, \ln p)$, e v_k depende da linha descompressão-recompressão em que o estado do solo se move, mas mantém-se constante enquanto esse estado se desloca para cima ou para baixo na mesma linha (ver Fig. 3.4).

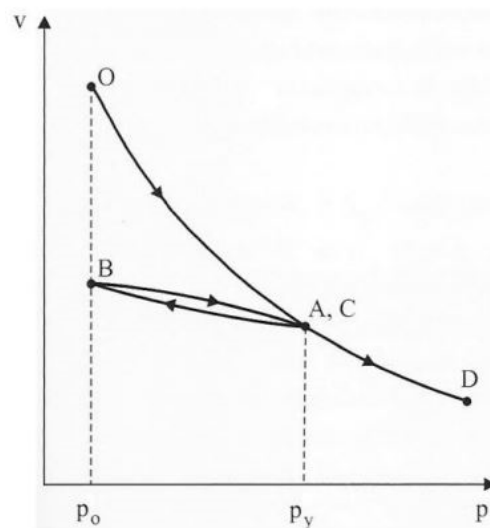


Fig. 3.3 – Curvas típicas, no referencial (v, p) , de compressão, descompressão e recompressão isotrópicas (adaptado de Maranha das Neves, 2013)

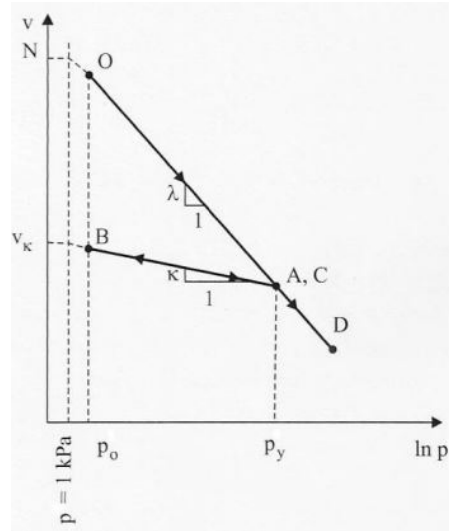


Fig. 3.4 – Curvas teóricas de compressão, descompressão e recompressão no referencial $(v, \ln p)$, (adaptado de Maranhã das Neves, 2013)

3.4.2. LINHA DE ESTADOS CRÍTICOS

Segundo a teoria dos estados críticos, quando uma amostra de solo é sujeita a tensões de desvio, ela tende a aproximar-se da linha de estados críticos (LEC), definida pelas seguintes equações (Borges, 1998):

$$q = M \cdot p \quad (3.4)$$

que no modelo p - q - θ corresponde ao critério de Mohr-Coulomb sem coesão, e por:

$$v = \Gamma - \lambda \ln p \quad (3.5)$$

em que Γ é uma constante característica do solo correspondente ao volume específico do solo, em situação de estado crítico, sujeito a uma tensão $p = 1$ kPa e M (no modelo p - q - θ), é função do invariante θ e do ângulo de atrito efetivo ϕ' (definido em termos de tensões efetivas):

$$M = \frac{3 \cdot \sin \phi'}{\sqrt{3} \cdot \cos \theta + \sin \phi' \cdot \sin \theta} \quad (3.6)$$

As equações (3.4), (3.5) e (3.6) definem, no referencial tridimensional (p, v, q) , a linha de estados críticos. Na Fig. 3.5 representa-se esquematicamente essa linha para estados de tensão em que θ (ou M) permanece constante.

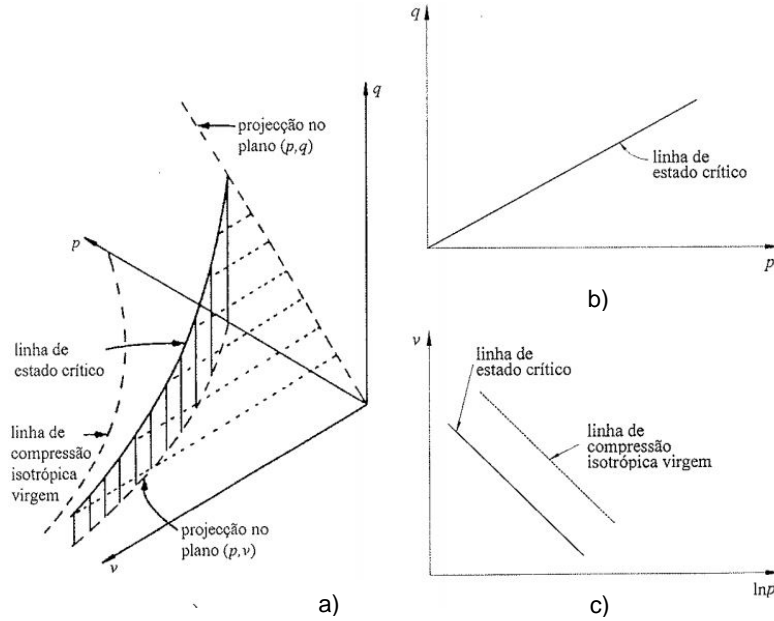


Fig. 3.5 – Linha de estado crítico nos referenciais: a) (p, v, q) ; b) (p, q) ; c) $(v, \ln p)$

3.4.3. SUPERFÍCIE DE CEDÊNCIA

A superfície de cedência no modelo p - q - θ é, no referencial (p, q) , uma elipse definida pela seguinte equação:

$$f = (p - \alpha_p)^2 + \left(\frac{q}{n}\right)^2 - a^2 = 0 \quad (3.7)$$

em que: α_p e a são função das deformações volumétricas plásticas, ε_v^p , e correspondem respectivamente à coordenada p do centro da elipse e ao comprimento do semi-eixo da elipse no eixo p ; n é função do invariante θ , e corresponde à razão de eixos da elipse nas direções q e p , sendo dado pela expressão:

$$n(\theta) = \frac{M \cdot \alpha_p}{a} \quad (3.8)$$

Na Fig. 3.6 mostra-se o modelo no espaço das tensões principais efetivas, onde se identificam as superfícies de cedência e de estados críticos do modelo. A Fig. 3.7 mostra o modelo no referencial p - q .

O parâmetro p_c designa-se por tensão de pré-consolidação isotrópica e é igual ao somatório de α_p com a . Como foi demonstrado por Borges (1995), as grandezas α_p , a e p_c estão relacionadas pelas seguintes expressões:

$$p_c = \left(e^{\frac{N-I}{\lambda-k}} \right) \alpha_p \quad (3.9)$$

$$a = \left(e^{\frac{N-\Gamma}{\lambda-k}} - 1 \right) \alpha_p \quad (3.10)$$

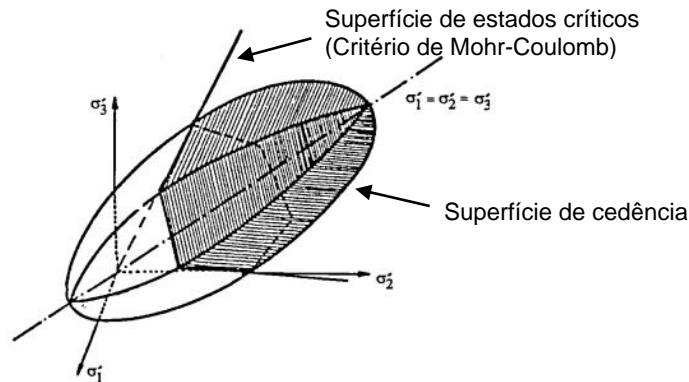


Fig. 3.6 – Superfícies de cedência e de estados críticos do modelo p - q - θ no espaço das tensões principais efetivas (adaptado de Borges, 1995)

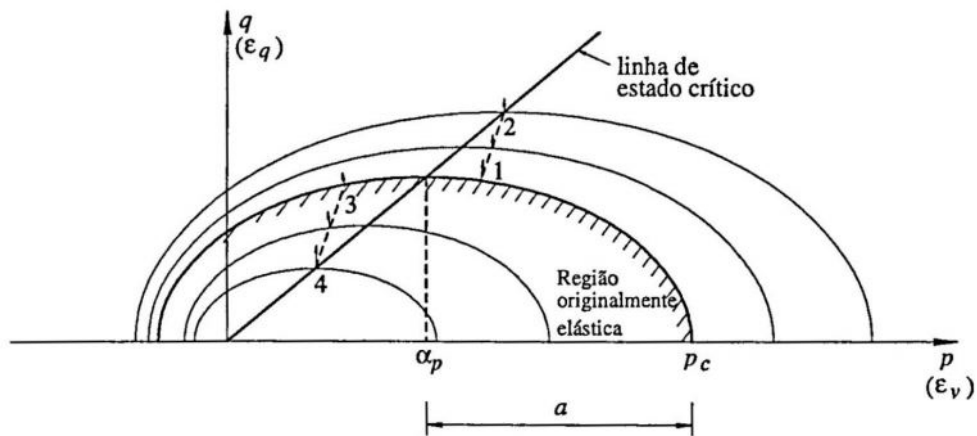


Fig. 3.7 – Superfícies de cedência do modelo p - q - θ no referencial p - q (Borges, 1995)

Durante a cedência e à medida que solo sofre deformações plásticas, a superfície de cedência modifica-se, isto é, contrai ou expande consoante o solo amolece ou endurece, respetivamente. De forma a entender este processo, apresenta-se na Fig. 3.7, o vetor das deformações plásticas, normal à superfície de cedência, referente à trajetória 1-2, que produz uma diminuição de volume determinando o endurecimento do solo; esta diminuição do volume ao atingir a posição 2, faz com que cessem as deformações volumétricas, sendo que a partir daí o solo comporta-se como fluido friccional com volume constante (estado crítico). Por outro lado, a trajetória 3-4 corresponde a um comportamento com amolecimento simulado pelo modelo, sendo que, devido à dilatação do material verifica-se na figura uma diminuição de tamanho por parte da elipse, atingindo-se no ponto 4 o limite correspondente a variação do volume nula.

Por fim, refira-se que a posição inicial da elipse de cedência é determinada pela máxima pressão de pré-consolidação p_{c0} (intersecção da superfície de cedência com o eixo dos pp , ou seja, $p_{c0} = \alpha_{p0} + a$) a que o

solo esteve sujeito, previamente, durante a sua história; conforme se trate de um solo normalmente consolidado ou sobreconsolidado, o ponto que define o estado de tensão inicial situa-se sobre a elipse de cedência (no primeiro caso) ou no seu interior (no segundo) (Borges, 1998).

Para melhor compreensão destes conceitos associados ao modelo numérico, sugere-se a leitura da bibliografia, particularmente, Borges (1995, 1998) e Costa (2005).

3.4.4. DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DO MODELO $p-q-\theta$

Os parâmetros do modelo $p-q-\theta$ podem ser determinados a partir de ensaios laboratoriais simples e relativamente comuns na Mecânica dos Solos Clássica. Estes devem ser determinados com grande rigor, de modo a garantir que a modelação seja o mais exata possível. No caso de se tratar da modelação de obras reais é ainda desejável a realização de ensaios *in situ* complementares, de forma a acrescentar informação aos ensaios laboratoriais (Borges, 1995).

Os parâmetros podem ser divididos em dois grupos em que o primeiro é constituído pelos parâmetros independentes da história de tensão a que o maciço foi sujeito, designados por parâmetros que traduzem as características intrínsecas do material (ϕ' , Γ , N , k , λ); o segundo grupo é constituído pelos parâmetros que dependem da história de tensões, ou seja, o grau de sobreconsolidação (OCR) e o coeficiente de impulso em repouso (K_0) que é função do OCR (Costa, 2005).

O ângulo de atrito (ϕ') é, geralmente, determinado através de ensaios triaxiais drenados ou não drenados com medição da pressão neutra. Estes ensaios devem ser prolongados até se atingirem grandes deformações, de forma a garantir que a amostra se encontra próxima do estado crítico.

Os parâmetros de compressibilidade (λ e k) podem ser determinados com recurso a ensaios edométricos ou ensaios triaxiais em amostras consolidadas isotropicamente (recordar Fig. 3.4 ou ver Fig. 3.8), ou com uma relação entre as tensões correspondente ao coeficiente de impulso em repouso (K_0) (Borges, 1998).

Em ensaios de compressão unidimensional, é prática corrente a representação dos resultados em termos de e (índice de vazios) e $\log \sigma'_v$, sendo σ'_v a tensão efetiva vertical. Neste referencial, os declives das linhas de compressão virgem e descompressão-recompressão são os denominados índices de compressibilidade C_c e recompressibilidade C_r , os quais estão relacionados com λ e k pelas seguintes expressões:

$$\lambda = \frac{C_c}{\ln 10} \quad (3.11)$$

$$k = \frac{C_r}{\ln 10} \quad (3.12)$$

Os parâmetros N e Γ , que correspondem, respetivamente, às ordenadas na origem no referencial $v - \ln p$ da linha de compressão isotrópica virgem e da linha de estados críticos, podem ser obtidos, respetivamente, através dos ensaios triaxiais correspondentes à primeira das linhas referidas e de ensaios executados para determinação do ângulo de atrito ϕ' , definindo a linha dos estados críticos através de uma reta que aproxime os diversos valores de $(v, \ln p)$ correspondentes às diferentes situações de rotura última (estado crítico) ensaiadas (Borges, 1998).

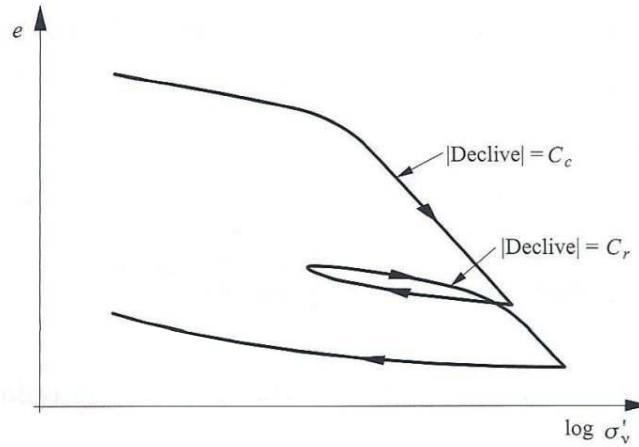


Fig. 3.8 – Parâmetros definidores da compressibilidade do solo no referencial $e - \log \sigma'_v$ (adaptado de Matos Fernandes, 2006)

Relativamente aos parâmetros dependentes da história de tensão do solo, a abordagem é mais complexa. Estes parâmetros, que são consequência dos estados de tensão previamente sofridos pelo solo, são de extrema importância para o dimensionamento de obras geotécnicas, particularmente o grau de sobreconsolidação, OCR, definido na Mecânica dos Solos Clássica pela expressão:

$$\text{OCR} = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} \quad (3.13)$$

em que σ'_p e σ'_{v0} representam, respetivamente, a tensão efetiva vertical máxima a que o solo esteve sujeito e a tensão efetiva vertical de repouso. Por sua vez, o coeficiente de impulso em repouso, K_0 , razão entre as tensões efetivas horizontal e vertical em estado de repouso, é função do grau de sobreconsolidação do solo, podendo ser estimado empiricamente de acordo com a seguinte relação (Costa, 2005):

$$K_0 = (1 - \sin(\phi')) \cdot \text{OCR}^{\sin(\phi')} \quad (3.14)$$

Ao contrário da mecânica dos solos tradicional, na mecânica dos solos dos estados críticos o grau de sobreconsolidação é avaliado tridimensionalmente pela razão entre a tensão de pré-consolidação máxima (p_{c0}) a que o solo esteve sujeito e o valor da tensão média efetiva em estado de repouso (p_c):

$$\text{OCR} = \frac{p_{c0}}{p_c} \quad (3.15)$$

3.4.5. RESISTÊNCIA NÃO DRENADA

Na Mecânica dos Solos Clássica a análise de obras geotécnicas em condições não drenadas é geralmente efetuada em termos de tensões totais, sendo a resistência definida através do conceito de resistência não drenada, vulgarmente designada por c_u . Este parâmetro (que não é uma característica intrínseca do solo, pois depende das tensões efetivas instaladas), não consta entre os parâmetros de definição dos modelos de estados críticos (nestes modelos a resistência do solo é traduzida por ϕ'). Por outro lado, a resistência não drenada é um dos parâmetros frequentemente estimados em campanhas de reconhecimento geotécnico, tanto através de ensaios *in situ* como laboratoriais. Embora a estimativa da resistência não drenada não seja necessária à definição dos modelos de estados críticos, o seu valor pode ser obtido através dos parâmetros do modelo (Eq. 3.16), o que permite aferir os mesmos de acordo com o perfil de resistência não drenada obtido, por exemplo, através de ensaios *in situ* tais como o ensaio de corte rotativo (*vane shear test*). De acordo com o modelo de estados críticos p - q - θ , a resistência não drenada é dada pela seguinte equação (Britto e Gunn, 1987):

$$c_u = \frac{1}{2} M \left(e^{\frac{\Gamma-v}{\lambda}} \right) \quad (3.16)$$

em que M é dado pela Eq. 3.6, e v , volume específico do solo, é dado por:

$$v = \Gamma - k \ln p - (\lambda - k) \ln \alpha_p \quad (3.17)$$

em que p é a tensão média efetiva e α_p é o valor de p que corresponde ao centro da superfície de cedência, no referencial p - q .

3.5. ANÁLISE DO FUNCIONAMENTO DO MODELO P - Q - θ

3.5.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Com o intuito de ilustrar o funcionamento do modelo p - q - θ , procedeu-se à simulação numérica de ensaios de compressão triaxiais em solos arenosos emersos utilizando o programa de cálculo automático RECRIB. Na Fig. 3.9 apresenta-se a malha de elementos finitos utilizada na simulação numérica do provete cilíndrico (análise em estado axissimétrico) que é constituída por dois elementos triangulares do tipo indicado na Fig. 3.2 d). No Quadro 3.1 apresentam-se os parâmetros caracterizadores do modelo para o solo considerado (areia). Estes parâmetros são característicos do modelo p - q - θ e regem o comportamento da areia aquando da sua solicitação. É com base nestes parâmetros que se analisará o comportamento do solo e se classificará quanto à sua compacidade.

Foram simulados ensaios triaxiais segundo duas trajetórias de tensão (ver Fig. 3.10 – os números colocados na figura correspondem às modalidades dos ensaios triaxiais realizados pela ordem que serão mencionados): ensaio de compressão triaxial convencional (1), em que se mantém constante a tensão na câmara e aumenta-se a tensão axial, através de deslocamentos controlados do êmbolo, com um máximo de 2,0 cm; ensaio de compressão triaxial não convencional (2), em que se reduz a tensão na câmara mantendo a tensão axial constante – a redução da tensão na câmara foi simulada através da imposição de deslocamentos controlados aplicados na superfície lateral do provete (fronteira lateral direita), com sentido da esquerda para a direita com um máximo de 0,74 cm.

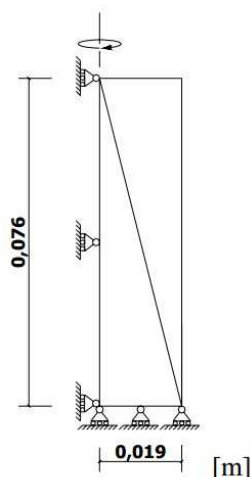


Fig. 3.9 – Malha de elementos finitos utilizada na simulação dos ensaios de compressão triaxial

Quadro 3.1 – Características da areia que constitui o provete a ser ensaiado

λ	k	Γ	N	$\phi' [^\circ]$	$\gamma [\text{kN/m}^3]$	v'
0,03	0,005	1,8	1,81733	35	20	0,3

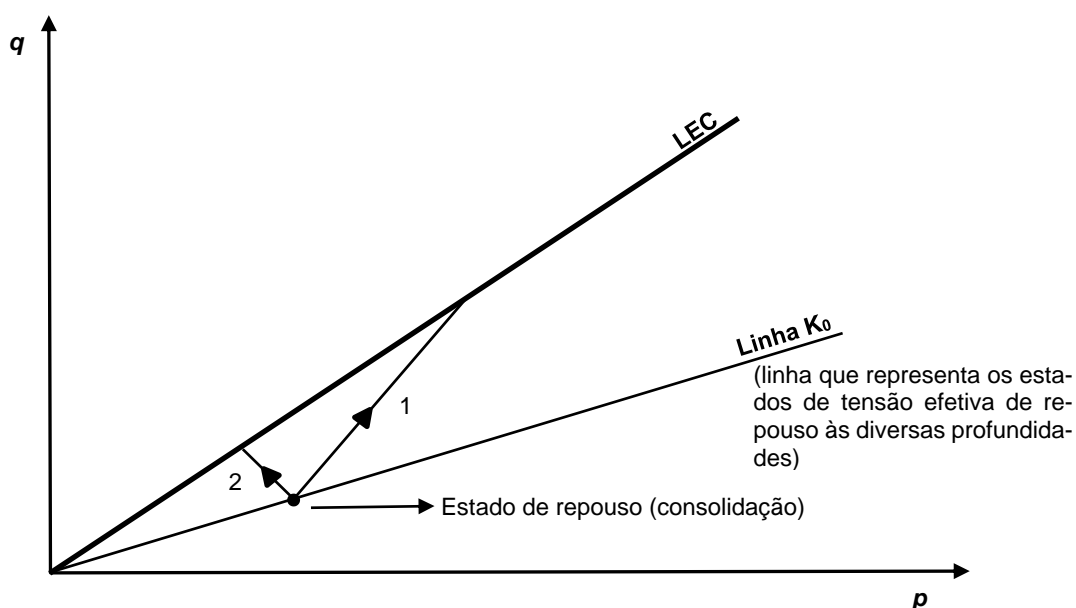


Fig. 3.10 – Trajetórias de tensões efetivas para as modalidades de ensaios triaxiais simulados (adaptado de Matos Fernandes, 2006)

Foram considerados dois valores de OCR (1,3 e 1,7) e dez valores de tensão de consolidação, com uma relação entre as tensões correspondente ao respetivo coeficiente de impulso em repouso, função do valor de OCR (ver Eq. 3.14), correspondentes às profundidades 3,0 m, 6,0 m, 9,0 m, 12,0 m, 15,0 m, 18,0 m, 21,0 m, 24,0 m, 27,0 m e 30,0 m (profundidade do estrato arenoso do capítulo 4).

A partir dos resultados dos ensaios triaxiais foi determinada a evolução em profundidade dos módulos de deformabilidade tangente inicial (E_i) e secante a 50% da resistência (E_{50}) (ver Fig. 3.11). Como se sabe, o módulo de deformabilidade de um solo varia consoante a trajetória de tensão que lhe é imposta e depende da história de tensões. Para além disto, é tanto maior quanto maior a tensão de confinamento, logo, o módulo de deformabilidade cresce em profundidade, pois a tensão de repouso é mais elevada. Por outro lado, para pontos situados à mesma profundidade com diferentes valores de OCR (diferente história de tensões), o módulo de deformabilidade é maior no ponto com maior OCR não só devido à diferença de história de tensões (um solo sobreconsolidado é menos deformável que um solo normalmente consolidado) mas também, porque o coeficiente de impulso em repouso é maior conduzindo a uma maior tensão de confinamento. Por fim, uma vez que os solos apresentam um comportamento não linear, o módulo de deformabilidade varia em função da resistência ao corte mobilizada; assim, quanto maior for esta percentagem, menor será a rigidez demonstrada pelo solo quando solicitado ao corte.

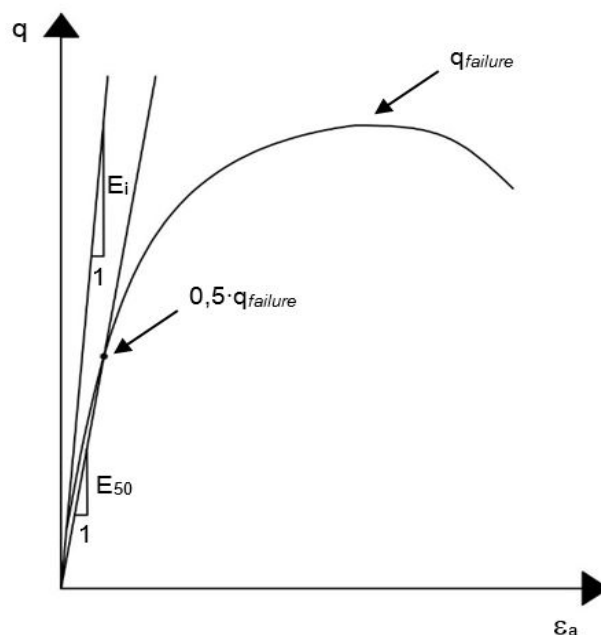


Fig. 3.11 – Definição dos módulos de deformabilidade tangente inicial e secante a 50% da resistência (adaptado de Matos Fernandes, 2006)

Além da evolução em profundidade do módulo de deformabilidade, foi também determinado o índice de compacidade (I_D – ver Eq. 3.18) e classificada a compacidade da areia, para cada valor de OCR, de acordo com a classificação apresentada por Matos Fernandes (2006) (ver Quadro 3.2). Para tal, é necessário determinar o índice de vazios máximo ($e_{máx}$) e mínimo ($e_{mín}$) do solo e o índice de vazios do solo no início do ensaio (e – determinado através dos parâmetros característicos do solo). Atendendo a que $v = 1+e$, o valor de $e_{máx}$ pode ser obtido através da aplicação da Eq. 3.2, valendo portanto 0,817. Por sua vez, o valor de $e_{mín}$ considerado foi o índice de vazios de um ponto situado a 1000,0 m de profundidade para o respetivo valor de OCR.

$$I_D = \frac{e_{máx} - e}{e_{máx} - e_{mín}} \times 100\% \quad (3.18)$$

Quadro 3.2 – Classificação dos solos arenosos quanto à compacidade (adaptado de Matos Fernandes, 2006)

Areia	I_D [%]
Muito solta	0 – 20
Solta	20 – 40
Medianamente compacta	40 – 60
Compacta ou densa	60 – 80
Muito compacta ou muito densa	80 – 100

3.5.2. PROVETE COM OCR = 1,3

Neste ponto apenas se apresentarão resultados dos ensaios para uma tensão de consolidação correspondente a um ponto localizado a 9,0 m de profundidade (exceto para a evolução em profundidade de módulo de deformabilidade). Dado que o provete se encontra emerso, a trajetória de tensão efetiva coincide com a trajetória de tensão total. Assim, por simplicidade, ao longo deste capítulo, utilizar-se-á, por regra, o termo “trajetória de tensão”, em vez de “trajetória de tensão efetiva” ou “trajetória de tensão total”.

O índice de vazios mínimo (e_{min}) vale 0,523 e o índice de vazios no início do ensaio (para a profundidade de 9,0 m) vale 0,661. Deste modo, o índice de compacidade (I_D) tem o valor de 53% o que conduz a uma areia medianamente compacta.

3.5.2.1. Ensaio de compressão triaxial convencional

Na Fig. 3.12 apresenta-se o diagrama tensão de desvio-extensão axial, para a tensão de consolidação correspondente à profundidade de 9,0 m, resultante do ensaio de compressão triaxial convencional. A Fig. 3.13 mostra a trajetória de tensão no referencial p - q e a Fig. 3.14 mostra a evolução do estado no referencial v - $\ln p$.

A análise das figuras permite verificar que ao longo do ensaio o índice de vazios vai diminuindo, ou seja, a sua compacidade vai aumentando conduzindo a um melhor rearranjo das partículas sólidas. Durante a fase elástica, ou seja, até ser atingida a superfície de cedência inicial (representada a azul na Fig. 3.13), no referencial v - $\ln p$ o estado evolui ao longo da linha k , ocorrendo diminuição de volume (aumento da compacidade) já que p aumenta (Fig. 3.14). No decurso da fase elástica a tensão de desvio, q , aumenta à medida que a solicação é aplicada (ver Fig. 3.12)

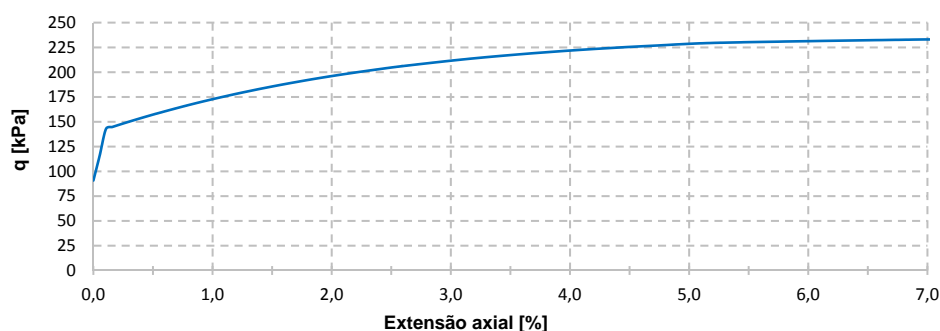


Fig. 3.12 – Diagrama tensão de desvio-extensão axial

A partir do momento em que é atingida a superfície de cedência inicial, inicia-se o processo de deformação elastoplástica, no qual as deformações volumétricas plásticas são positivas (note-se que a projeção na horizontal do vetor das deformações plásticas, que é perpendicular à superfície de cedência, tem o sentido positivo do eixo do p), originando uma elevada taxa de diminuição volumétrica do solo, ocorrendo endurecimento do material (expansão da superfície de cedência). Este facto pode ser observado na Fig. 3.14, em que o aumento do declive da linha k indicia o fim da fase elástica e o início das deformações plásticas. No início do ensaio o solo tinha um volume que, para uma dada tensão p , era superior ao volume em estado crítico desse mesmo solo à mesma tensão p (o solo encontra-se no lado “húmido”). Assim, com o decorrer do ensaio e, conseqüente, aproximação do estado crítico (uma vez que existe aumento da tensão q) o volume de vazios vai diminuindo. À medida que o solo se aproxima do estado crítico, a Fig. 3.12 mostra que são necessários elevados incrementos de deformação axial do provete para provocar um ligeiro aumento da tensão de desvio, q , e que, como seria de esperar, quando é atingido o estado crítico, q mantém-se constante independentemente do incremento de extensão axial.

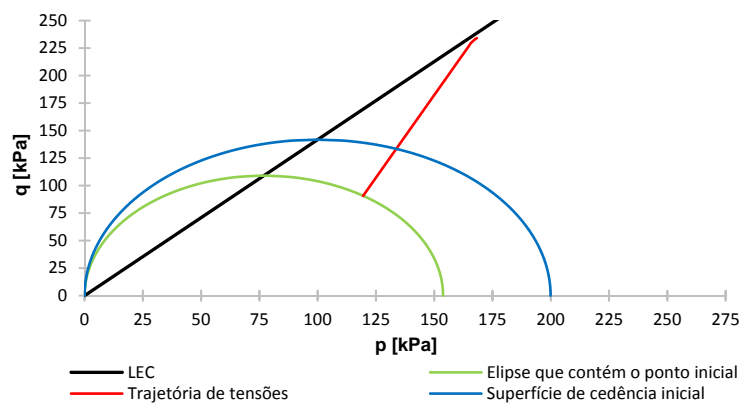


Fig. 3.13 – Trajetória de tensão no referencial p - q

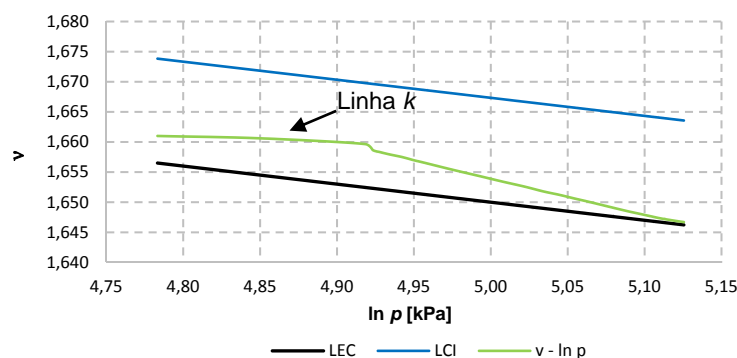


Fig. 3.14 – Evolução do estado no referencial v - $\ln p$

Na figura seguinte apresenta-se a evolução em profundidade do módulo de deformabilidade tangente inicial (E_i) e secante a 50% da resistência (E_{50}) obtidos a partir dos diagramas tensão de desvio-extensão axial resultantes de 10 simulações de ensaios triaxiais para as 10 tensões de consolidação correspondentes às 10 profundidades enumeradas em 3.5.1. A sua observação permite corroborar o que atrás foi dito acerca do aumento da rigidez do solo com o aumento do confinamento.

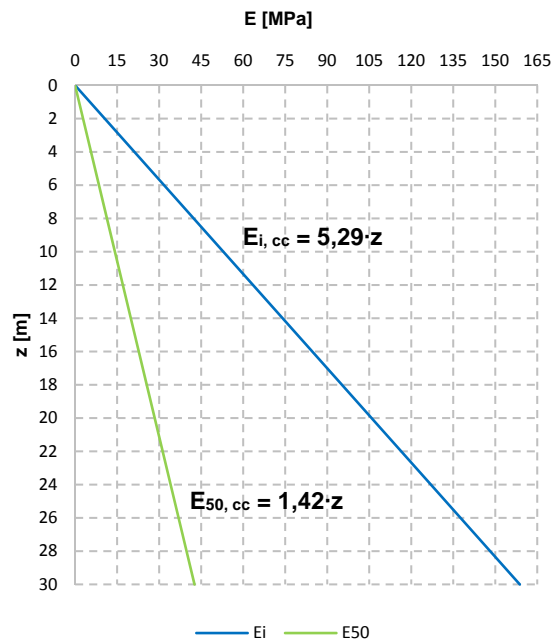


Fig. 3.15 – Evolução em profundidade do módulo de deformabilidade tangente inicial e secante a 50% da resistência

3.5.2.2. Ensaio de compressão triaxial não convencional

Na Fig. 3.16 apresenta-se o diagrama tensão de desvio-extensão axial, para a tensão de consolidação correspondente à profundidade de 9,0 m, resultante do ensaio de compressão triaxial não convencional – modalidade 2. A Fig. 3.17 mostra a trajetória de tensão no referencial p - q e a Fig. 3.18 mostra a evolução do estado no referencial v - $\ln p$. A trajetória de tensão (Fig. 3.17) caracteriza-se pela diminuição da tensão média, p , e pelo aumento da tensão de desvio, q , devido à diminuição da tensão horizontal à medida que o deslocamento imposto vai aumentando, até ser atingida a superfície de cedência inicial. Durante esta fase, já que a trajetória de tensão se encontra no interior da superfície de cedência inicial (representada a azul no Fig. 3.17) ocorrem apenas deformações volumétricas elásticas. Estas deformações volumétricas são negativas, ou seja, ocorre aumento de volume. Quando é atingida a superfície de cedência inicial (“estado de pico” na Fig. 3.16), inicia-se o processo de deformação plástica, sendo que o solo continua em expansão, caminhando para o estado crítico através de um processo de amolecimento do solo, no qual ocorre retração da superfície de cedência. A trajetória, no referencial p - q inverte o sentido, ocorrendo diminuição de q e aumento de p até ser atingido o estado crítico.

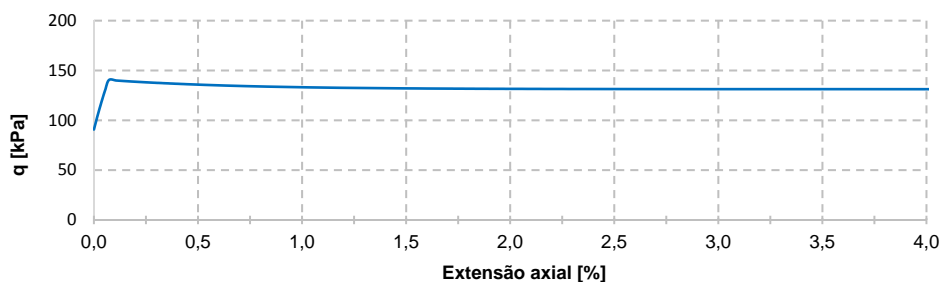
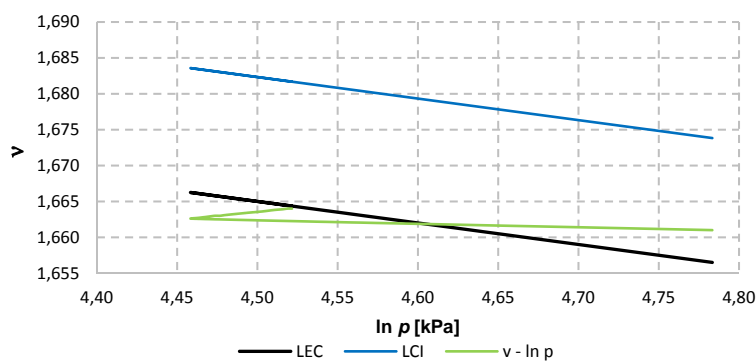
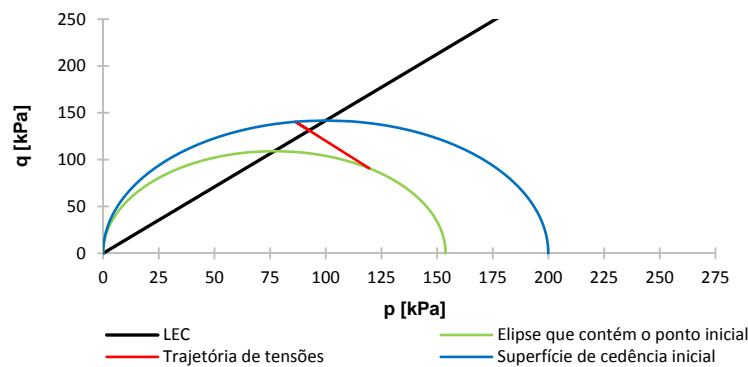


Fig. 3.16 – Diagrama tensão de desvio-extensão axial



No referencial v - $\ln p$ o estado, que se encontra inicialmente à direita da LEC, durante a fase elástica tende cruzá-la (passando para a sua esquerda, ou seja, o estado passa do lado “húmido” para o lado “seco”) e a afastar-se até atingir a superfície de cedência inicial, em que, a partir daí, ocorre aumento da tensão média até atingir o estado crítico. O volume do solo vai aumentando desde o início do ensaio até atingir o estado crítico. O exame da Fig. 3.16 permite verificar que após se ter atingido um “estado de pico” (situação que corresponde ao momento em que a trajetória de tensão atinge a superfície de cedência inicial), a tensão de desvio diminui à medida que aumenta a deformação volumétrica plástica até que é atingido o estado crítico, no qual não ocorre variação de q .

Na Fig. 3.19 apresenta-se a distribuição em profundidade do módulo de deformabilidade tangente inicial e secante a 50% obtidos do ensaio de compressão triaxial não convencional. Comparando esta figura com a Fig. 3.15, constata-se que o módulo de deformabilidade inicial é igual nos dois ensaios, uma vez que as trajetórias de tensão partem do mesmo ponto (estado de repouso – mesma tensão média efetiva (p) e tensão de desvio (q)), o índice de vazios inicial é igual nos dois ensaios, assim como a constante do solo k . As características elásticas adotadas no modelo de estados críticos p - q - θ são definidas a partir de dois parâmetros elásticos, designadamente o coeficiente de deformação volumétrica K' e o coeficiente de Poisson ν' (definidos ambos em termos de tensões efetivas). De acordo com o deduzido por Borges (1995) o valor de K' não é constante e é dado pela expressão:

$$K' = \frac{p \cdot (1 + e)}{k} = \frac{p \cdot \nu}{k} \quad (3.19)$$

em que, como atrás definido, p é a tensão média efetiva, v o volume específico do solo, e o índice de vazios e k o declive das linhas de descarga-recarga no referencial v - $\ln p$.

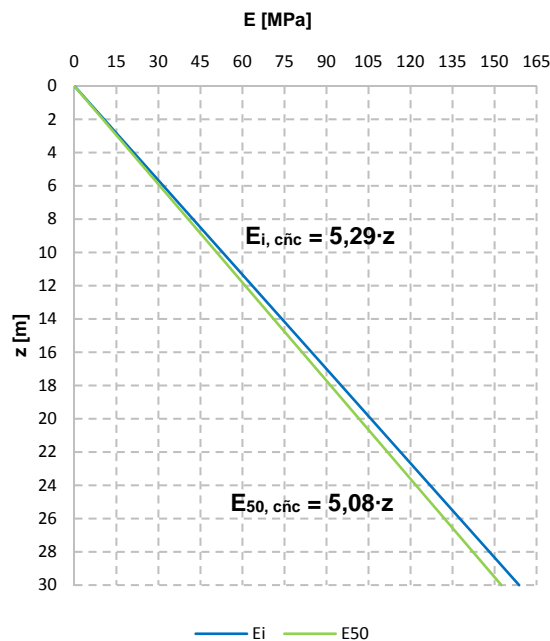


Fig. 3.19 – Evolução em profundidade do módulo de deformabilidade tangente inicial e secante a 50% da resistência

3.5.3. PROVETE COM OCR = 1,7

Para este valor de OCR, o índice de vazios mínimo (e_{min}) vale 0,516 e o índice de vazios no início do ensaio (para a profundidade de 9,0 m) vale 0,654. Deste modo, o índice de compactidade (I_D) tem o valor de 54% o que conduz a uma areia medianamente compacta.

Os comentários realizados em 3.5.2.1. e 3.5.2.2. são válidos, respetivamente para 3.5.3.1. e para 3.5.3.2., pelo que não voltarão aqui a ser repetidos. De salientar apenas, que no ensaio de compressão triaxial convencional o módulo de deformabilidade secante a 50% da resistência é igual ao módulo de deformabilidade tangente inicial devido à “comprida” fase elástica do diagrama tensão de desvio-extensão axial (ver Fig. 3.20).

3.5.3.1. Ensaio de compressão triaxial convencional

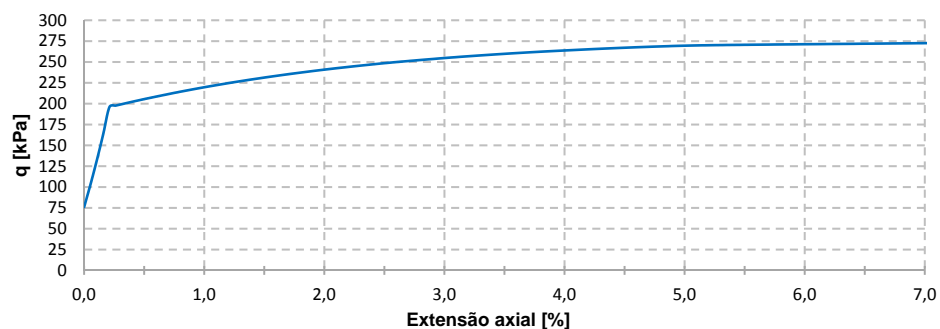
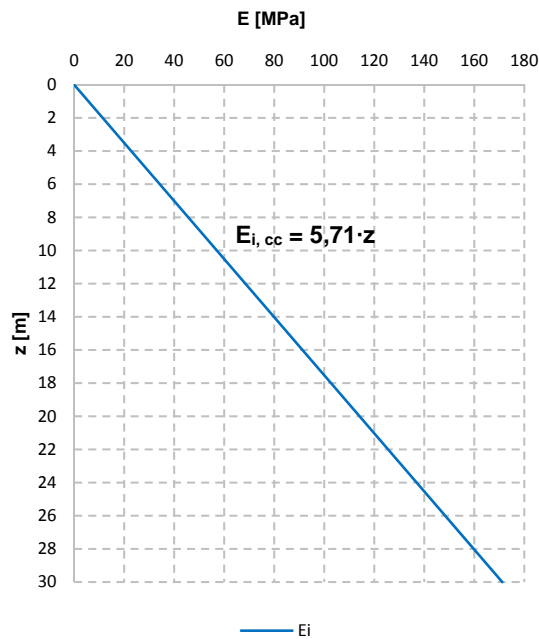
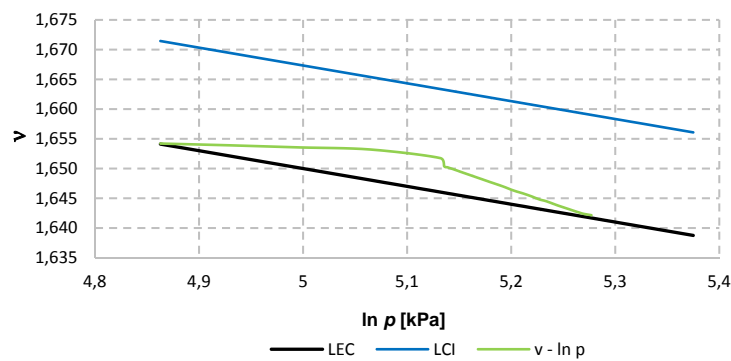
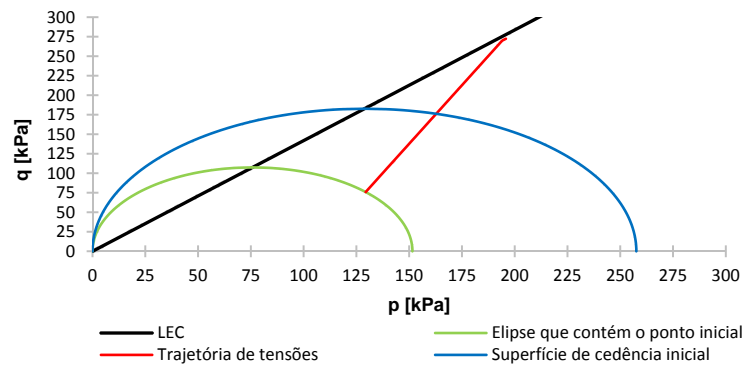


Fig. 3.20 – Diagrama tensão de desvio-extensão axial



3.5.3.2. Ensaio de compressão triaxial não convencional

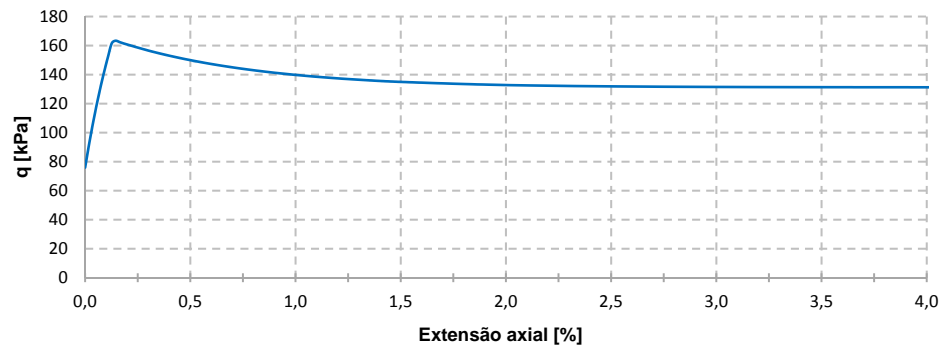


Fig. 3.24 – Diagrama tensão de desvio-extensão axial

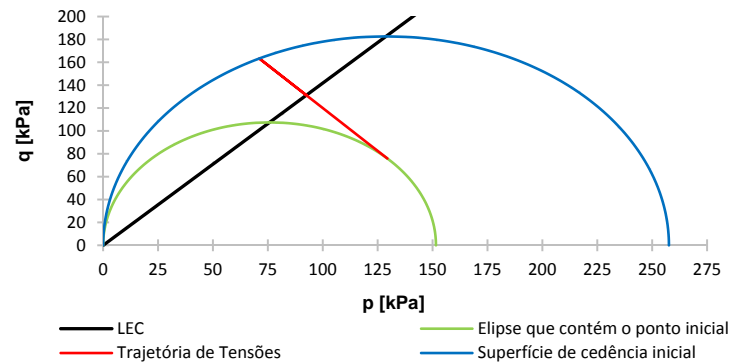


Fig. 3.25 – Trajetória de tensão no referencial p - q

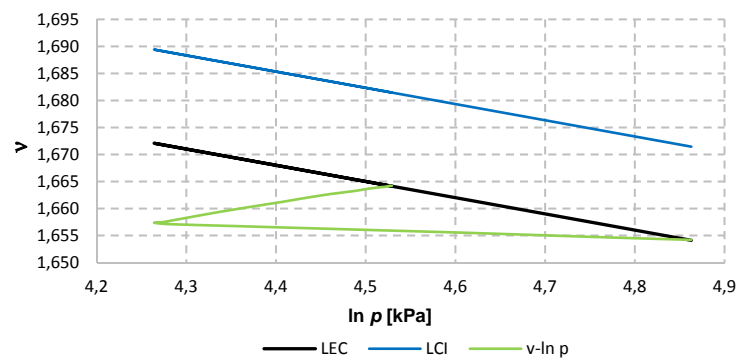


Fig. 3.26 – Evolução do estado no referencial v - $\ln p$

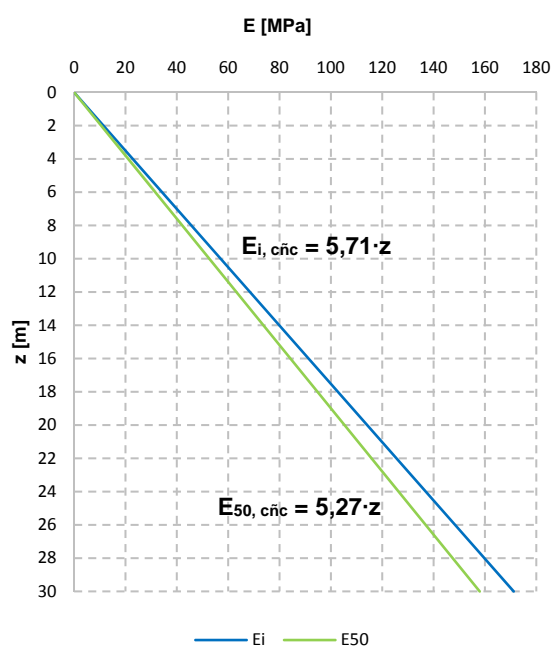


Fig. 3.27 – Evolução em profundidade do módulo de deformabilidade tangente inicial e secante a 50% da resistência

4

PROBLEMA BASE – AREIA

4.1. CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA

4.1.1. SOLUÇÃO CONSTRUTIVA, GEOMETRIA E PROCESSO CONSTRUTIVO

No presente capítulo será analisado um problema-tipo representativo de uma obra de escavação multi-escorada executada num centro urbano para a construção de quatro caves de um edifício destinadas a parques de estacionamento. A escavação tem 14,0 m de profundidade, 15,0 m de largura e um desenvolvimento longitudinal (L) bastante maior que a largura transversal (15,0 m), pelo que pode considerar-se uma análise do problema em estado plano de deformação. A escavação é realizada ao abrigo de uma estrutura de contenção mista que consiste na combinação de paredes tipo Berlim definitivas com a execução prévia de painéis de *CSM* ou colunas de *jet grout*, armados com perfis metálicos. Esta solução mista permite que paredes tipo Berlim definitivas possam ser utilizadas em solos que, à partida, não teriam as características geotécnicas necessárias para a sua execução devido à redução do confinamento do solo suportado conferido pelas sucessivas fases de escavação, designadamente solos arenosos sem coesão ou solos argilosos moles. De forma a superar esta dificuldade, a solução tipo Berlim pode ser combinada com painéis de *CSM* ou colunas de *jet grout*, armados com perfis metálicos, que atuam como um tratamento preliminar do solo suportado. Por seu lado, a solução simples de paredes de *CSM* ou de *jet grout*, armadas com perfis metálicos exige, em geral, em edifícios, a execução, após a escavação, de uma parede de betão armado no interior da parede de *CSM* ou de *jet grout*, sem funções de contenção. Desta forma, a solução mista apresenta igualmente a vantagem de incorporar no seu interior uma parede de betão armado (parede tipo Berlim) que desempenha também a função de contenção durante a execução da escavação, otimizando assim o dimensionamento das paredes envolvidas. Para além disto, a combinação destas duas soluções permite também que a frente de escavação esteja livre de quaisquer restrições, pois, ao contrário do que acontece na solução tipo Berlim simples – em que a escavação a um dado nível é realizada por troços alternados, de forma a incrementar a estabilidade e a reduzir as deformações, entre os quais são deixadas “bermas” de solo não escavado que apenas são retiradas após a betonagem dos troços primeiramente escavados – a solução mista permite que os trabalhos de escavação sejam realizados sem quaisquer restrições (com vantagens ao nível do planeamento dos trabalhos) devido ao tratamento preliminar do solo concedido pela execução prévia de painéis de *CSM* ou de colunas de *jet grout* (ver Fig. 4.1). A parede tipo Berlim é executada, neste caso, sem os perfis metálicos verticais, pois os painéis de betão armado da parede tipo Berlim podem ser apoiados (ligados por soldadura) aos perfis verticais da parede de *CSM* ou de *jet grout* através de perfis HEB horizontais (cujo comprimento é igual à espessura da parede tipo Berlim a menos do recobrimento) que, funcionando em consola, servem de apoio às cargas verticais (peso próprio) da parede tipo Berlim definitiva transmitindo

esse peso para os perfis verticais da parede de *CSM* ou de *jet grout*. Na figura 4.1 b) pode verificar-se que não existem perfis verticais na parede tipo Berlim.



Fig. 4.1 – a) Parede tipo Berlim simples (com banquetas); b) Solução mista (sem banquetas) (Pinto *et al.*, 2013)

A parede tipo Berlim definitiva tem 0,30 m de espessura e é constituída por nove níveis de painéis de betão armado, sendo que, os oito primeiros painéis têm 1,5 m de altura e o último 2,0 m. Este último painel tem fundação própria, pelo que não é ligado aos perfis verticais da parede de *CSM* ou de *jet grout*. Em relação à parede de *jet grout* ou de *CSM*, esta é constituída por perfis verticais HEB200 espaçados de 1,1 m. A parede é levada até aos 17,0 m de profundidade. No que se refere à sua espessura, esta depende se a parede é de *CSM* ou de *jet grout*, devido à secção efetiva, como se viu no capítulo 2. No entanto, em termos de modelação numérica este facto não é relevante, pois a rigidez à flexão da parede na direção vertical é determinada pela rigidez dos perfis metálicos, que são iguais nas duas soluções, tendo o *jet grout* essencialmente a função de transmissão dos esforços na direção horizontal para os perfis metálicos. Assim sendo, dependendo da solução construtiva, consideram-se colunas de *jet grout* secantes com 0,8 m ou painéis de *CSM* de 0,55 m. Por simplicidade de terminologia, considera-se neste capítulo e nos seguintes que a tecnologia adotada foi o *Jet Grouting*, isto é, a parede é constituída por colunas secantes de *jet grout* e não por painéis de *CSM*.

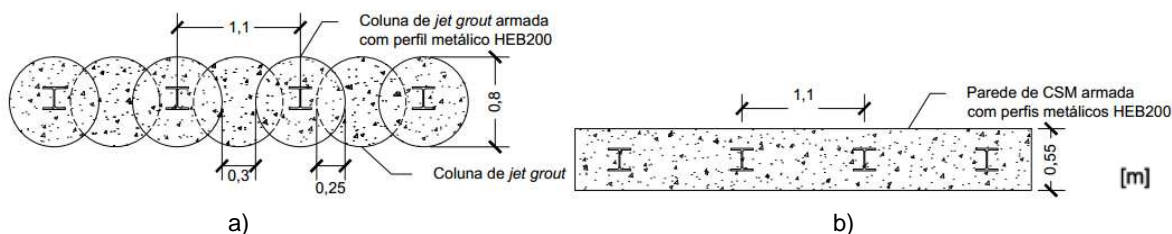


Fig. 4.2 – Soluções de contenção possíveis: a) colunas de *jet grout* secantes; b) *CSM*

O maciço onde ocorre a escavação é um solo arenoso emerso com 30,0 m de possança que se encontra sobrejacente a um firme rochoso que, dada a sua elevada resistência e rigidez face à camada arenosa, pode ser considerado como indeformável, não havendo por isso necessidade de o discretizar para a análise por elementos finitos. A escavação é suportada por 4 níveis de escoramento às profundidades 1,0 m, 4,0 m, 7,0 m e 10,0 m, sendo as escoras constituídas por perfis metálicos tubulares espaçados horizontalmente de 4,0 m, tal como se ilustra nas Fig. 4.3 e Fig. 4.4. A fase autoportante da escavação é de 1,5 m, sendo posteriormente construído o primeiro painel de betão armado e instalado o primeiro nível

de escoramento. A escavação prossegue até se escavar novamente 1,5 m seguido da betonagem do segundo painel e, assim sucessivamente. Nos respectivos níveis são instaladas as escoras como se ilustra nas Fig. 4.5, Fig. 4.6, Fig. 4.7 e Fig. 4.8. A ligação dos painéis da parede Berlim aos perfis verticais da parede de *jet grout* ocorre nos últimos 0,50 m de cada painel. Atingida a profundidade máxima de escavação (14,0 m), as escoras são progressivamente desativadas à medida que as lajes maciças de betão armado das sucessivas caves são construídas. Considerou-se para as quatro lajes uma espessura de 0,30 m. Estas localizam-se 0,50 m abaixo dos respectivos níveis de escoramento. De referir que aos 14,0 m é executada uma laje (“ piso térreo”) que não tem função estrutural, uma vez que fica desligada da parede através de juntas de dilatação.

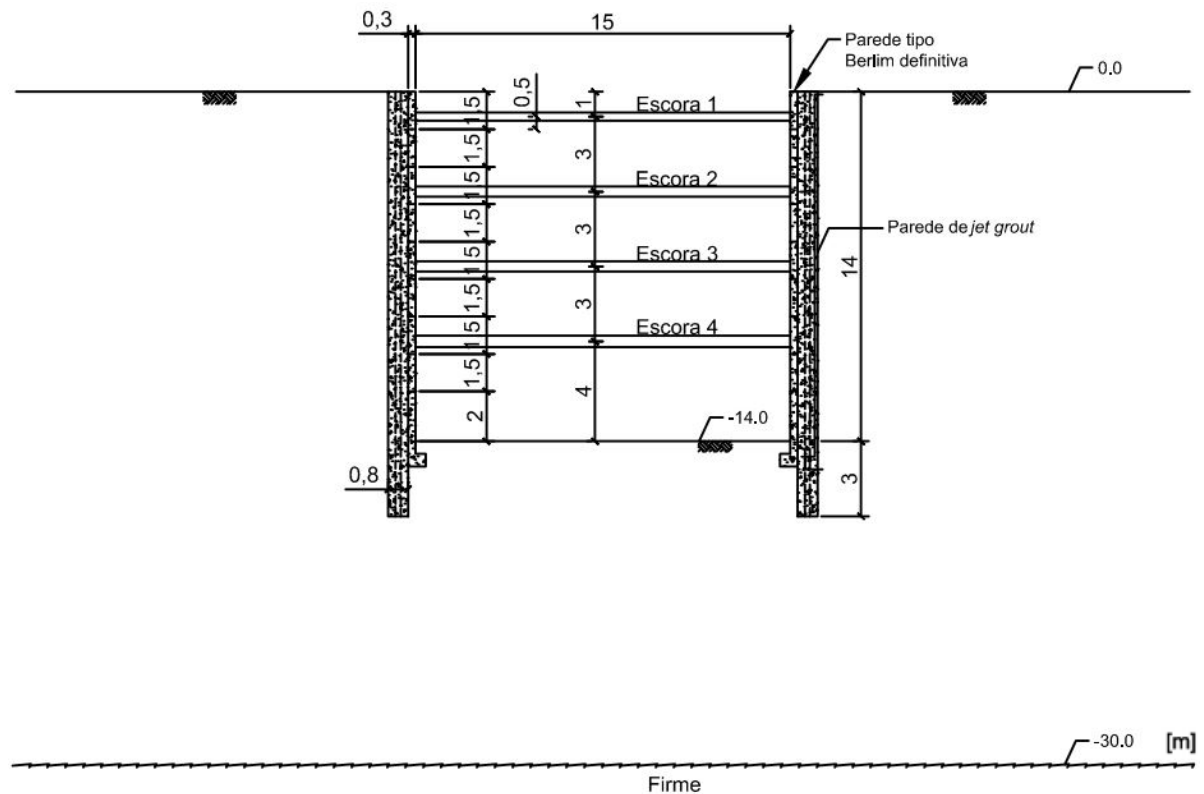


Fig. 4.3 – Características gerais da escavação

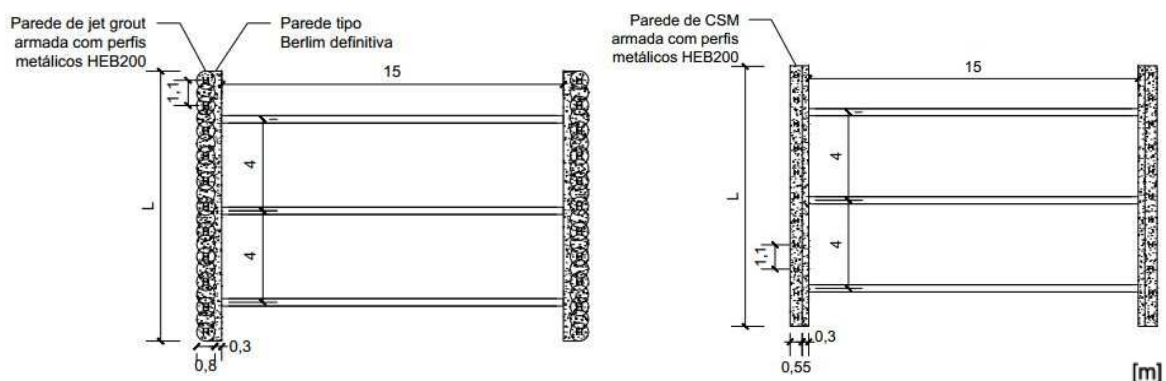


Fig. 4.4 – Vista em planta da escavação para as duas soluções de contenção possíveis

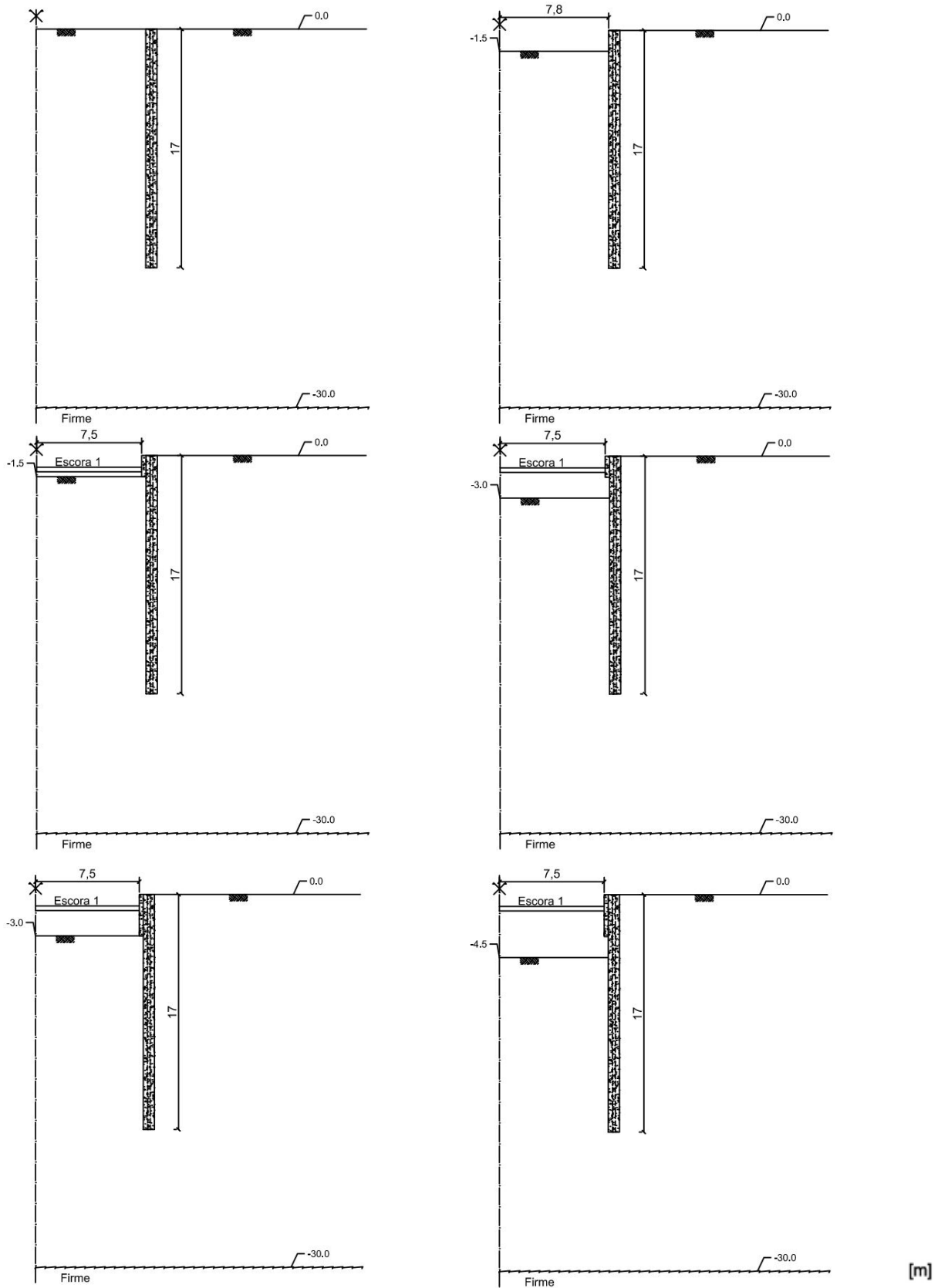


Fig. 4.5 – Processo construtivo da obra em estudo até à fase 4,5 m

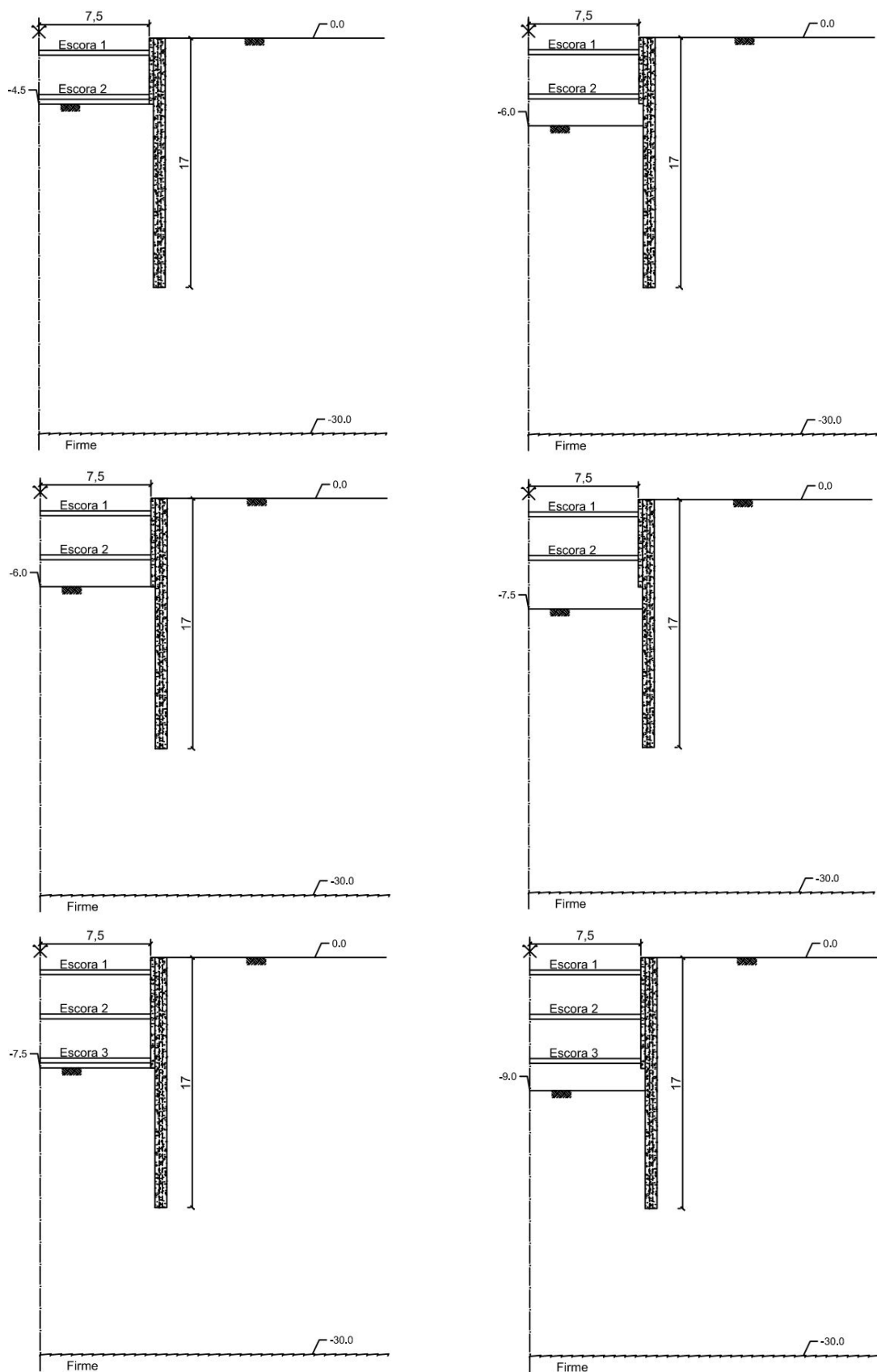


Fig. 4.6 – Processo construtivo da obra em estudo até à fase 9,0 m

[m]

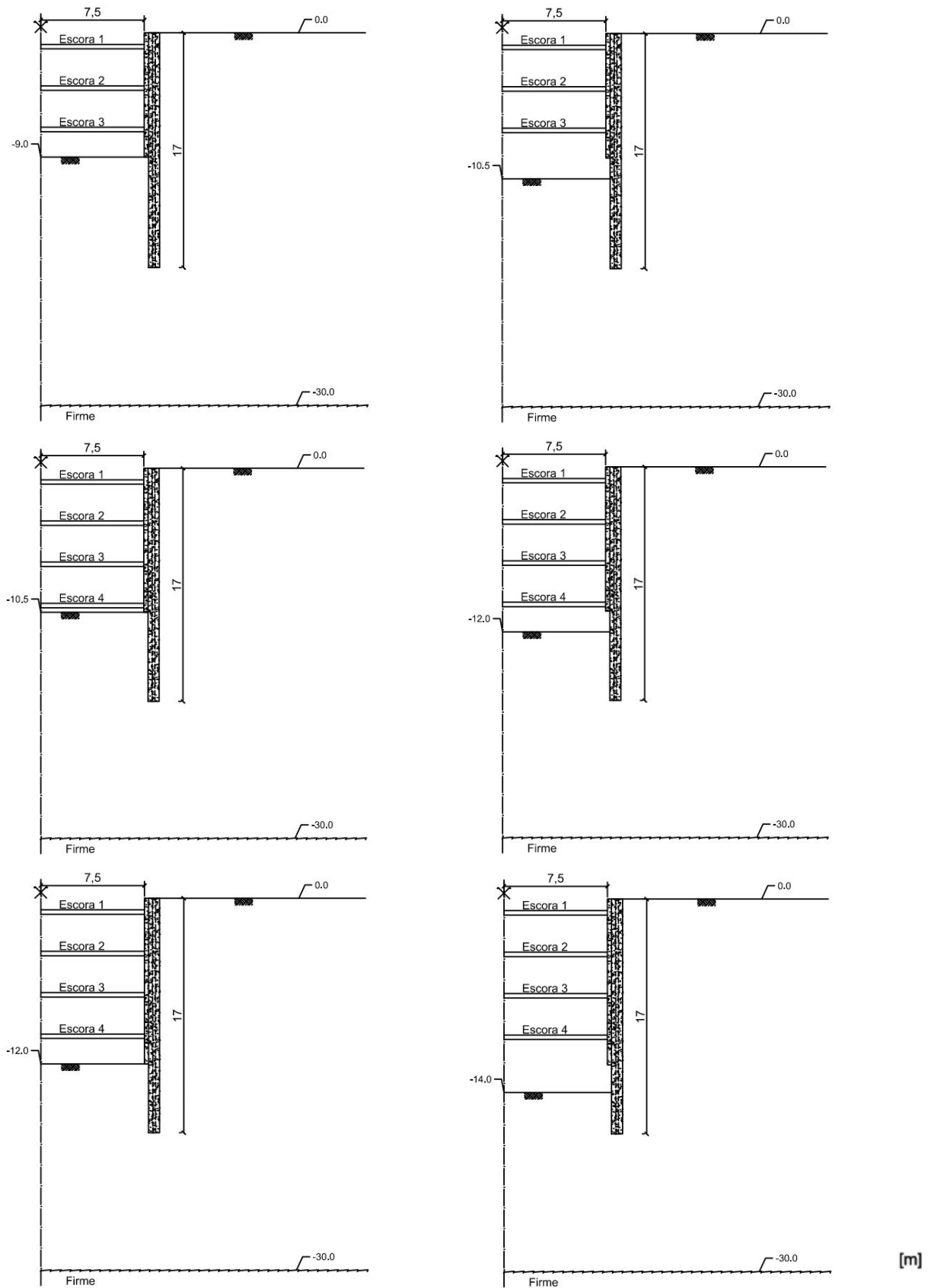
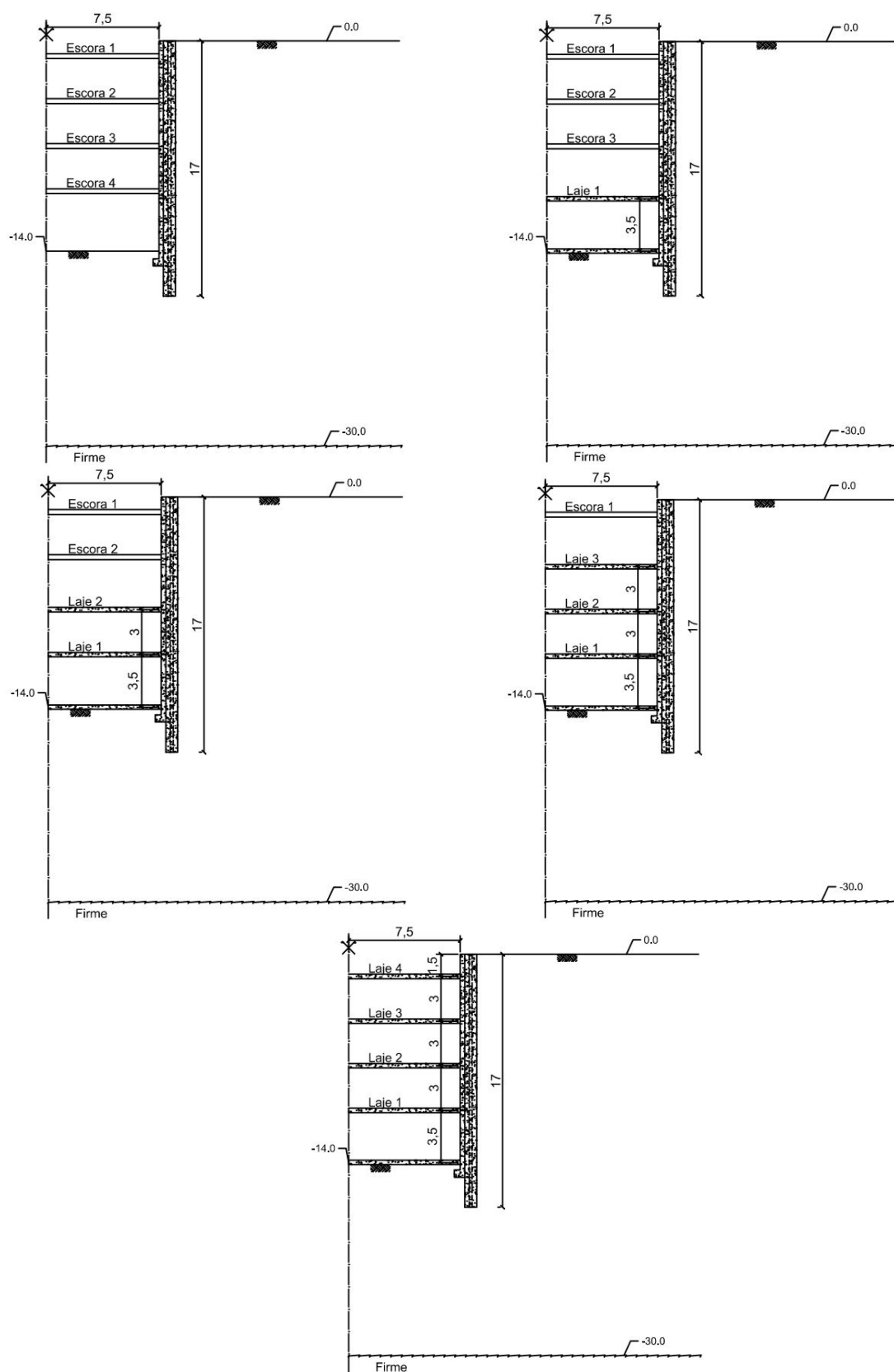


Fig. 4.7 – Processo construtivo da obra em estudo até ao final da escavação (14,0 m)



[m]

Fig. 4.8 – Processo construtivo da obra em estudo até ao final da construção das lajes

Estabelecidas as características gerais do problema, procede-se à simulação numérica da obra usando o modelo numérico descrito no capítulo 3 baseado no método dos elementos finitos. Na Fig. 4.9 apresenta-se a malha de elementos finitos inicial considerada para a discretização do meio. A malha é constituída por 11568 elementos finitos repartidos da seguinte forma:

- Estrato arenoso: 10384 elementos triangulares de 6 pontos nodais para deslocamentos (nos vértices e nos pontos médios dos lados);
- Parede de *jet grout*: 880 elementos triangulares com 6 nós (nos vértices e nos pontos médios dos lados) com incógnitas de deslocamentos;
- Parede tipo Berlim definitiva: 288 elementos triangulares com 6 nós (nos vértices e nos pontos médios dos lados) com incógnitas de deslocamentos;
- Escoras: 8 elementos de barra com 3 nós (nas extremidades e no meio);
- Lajes: 8 elementos de barra com 3 nós (nas extremidades e no meio).

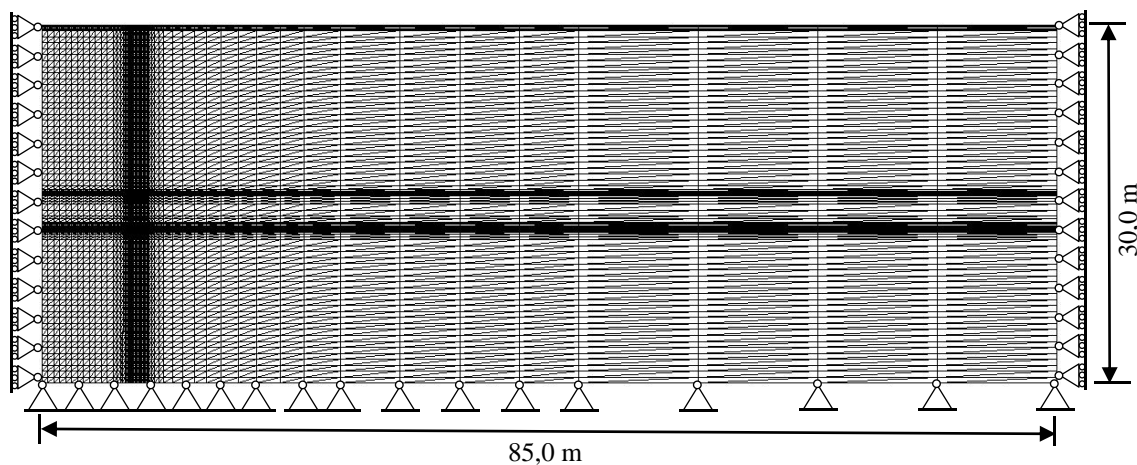


Fig. 4.9 – Malha de elementos finitos inicial

Na definição da malha de elementos finitos teve-se em atenção as zonas onde se espera *a priori* a existência de maiores deslocamentos e gradientes de tensão, procedendo-se aí a um maior refinamento da malha. Na modelação do comportamento da interface entre o solo e a parede não foram utilizados elementos de junta por uma questão de simplicidade e porque Azevedo (2010), comparando os resultados de uma escavação escorada, com e sem elementos de junta, usando o mesmo programa de elementos finitos (RECRIB) que o presente trabalho, conclui que os resultados são idênticos quando se usa o modelo $p-q-\theta$ na modelação do solo e quando a discretização da malha junto às faces da parede é suficientemente refinada (pelo menos quatro fiadas de elementos finitos de solo com 5,0 cm de largura). Assim, de forma a assegurar resultados realistas, considerou-se igualmente quatro fiadas de elementos finitos de solo com 5,0 cm de espessura de cada lado da parede.

Relativamente às condições de fronteira da malha de elementos finitos, estas foram estabelecidas atendendo, por um lado, à formação geológica em que assenta formação arenosa (fronteira inferior a 30,0 m de profundidade onde se impõem nulos os deslocamentos segundo as duas direções, horizontal e vertical) e, por outro, admitindo que a partir de determinada distância da escavação (fronteira lateral direita a 77,5 m da escavação) a perturbação do estado de tensão inicial não tem significado, pelo que podem ser considerados nulos os deslocamentos horizontais. Para além disto, atendendo à simetria do problema, consideraram-se nulos os deslocamentos horizontais dos nós coincidentes com o eixo de simetria (fronteira lateral esquerda).

A escavação foi simulada desativando sucessivamente os elementos das diferentes fases de escavação (de 0,5 m em 0,5 m) e, simultaneamente, aplicando nos nós dos elementos vizinhos não escavados as forças nodais equivalentes à escavação (obtidas a partir das tensões nos pontos de *Gauss* dos elementos retirados) (Borges, 2004).

4.1.2. PARÂMETROS MECÂNICOS E DE ESTADO DE TENSÃO INICIAL

O comportamento constitutivo da formação arenosa foi simulado através do modelo de estados críticos $p-q-\theta$. Os parâmetros caracterizadores do modelo estão apresentados no Quadro 4.1 e correspondem aos utilizados por Lopes (2010), Borges (1995) e aproximadamente aos utilizados por Costa (2005).

Quadro 4.1 – Parâmetros do modelo $p-q-\theta$

λ	k	N	Γ	$\phi' [^\circ]$
0,03	0,005	1,81733	1,8	35

O significado de cada um dos parâmetros é o já apresentado no capítulo 3.

No Quadro 4.2 apresentam-se as características do maciço arenoso, nomeadamente, peso volúmico, coeficiente de *Poisson*, grau de sobreconsolidação, coeficiente de impulso em repouso, a evolução em profundidade do módulo de deformabilidade tangente inicial obtido do ensaio de compressão triaxial convencional ($E_{i, cc}$), a evolução em profundidade do módulo de deformabilidade tangente inicial obtido do ensaio de compressão triaxial não convencional ($E_{i, cñc}$) e a evolução em profundidade do módulo de deformabilidade secante a 50% da resistência obtido do ensaio de compressão triaxial não convencional ($E_{50, cñc}$).

Quadro 4.2 – Características do maciço arenoso

γ [kN/m ³]	ν'	OCR	K_0	$E_{i, cc}$ [MPa]	$E_{i, cñc}$ [MPa]	$E_{50, cñc}$ [MPa]
20	0,3	1,7	0,578	$5,71 \cdot z$	$5,71 \cdot z$	$5,27 \cdot z$

z – profundidade [m]

O estado de tensão inicial foi considerado geostático, tendo a areia um peso volúmico (γ) de 20 kN/m³. O grau de sobreconsolidação (OCR) adotado foi 1,7, correspondendo a uma areia medianamente compacta. A evolução em profundidade dos módulos de deformabilidades supracitados encontra-se ilustrada na Fig. 4.10.

Assumiu-se um comportamento elástico, linear e isotrópico para a parede *jet grout*, para a parede tipo Berlim definitiva, para as escoras e lajes. Os valores do peso volúmico, módulo de elasticidade e coeficiente de *Poisson* da parede de *jet grout* e da parede tipo Berlim definitiva encontram-se, respetivamente, no Quadro 4.3 e no Quadro 4.4. Note-se que o módulo de deformabilidade da parede de *jet grout* é um módulo de deformabilidade equivalente (E_{eq}) na direção vertical calculado de modo a que a rigidez à flexão da parede ($E_{eq} \cdot I$) seja igual à rigidez à flexão dos perfis metálicos verticais (HEB200) que se encontram espaçados de 1,1 m. A parede de *jet grout* foi modelada com 0,8 m de espessura. O módulo de deformabilidade considerado para as lajes foi de 18,0 GPa. O material adotado para as escoras e para os perfis metálicos foi o aço Fe360, cuja tensão resistente de cálculo é de 235 MPa. O pré-dimensionamento teve em conta a encurvadura dos perfis tubulares, considerando a tensão horizontal constante em

profundidade de valor $0,65 \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h$ (diagrama de pressões de terras aparentes de Terzaghi e Peck, 1967 – Fig. 4.11) na altura de influência de cada nível de escoras, sendo K_a o coeficiente de impulso ativo do solo e h a profundidade da escavação (14,0 m). Os perfis tubulares resultantes do pré-dimensionamento encontram-se no Quadro 4.5.

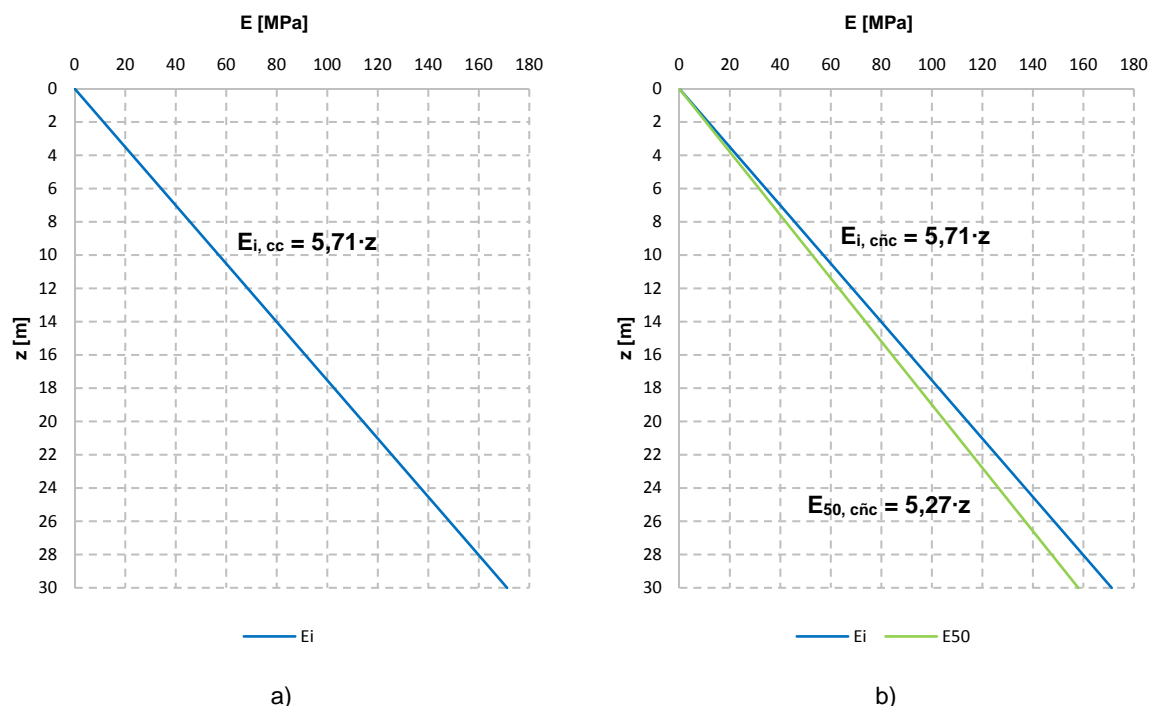


Fig. 4.10 – Evolução em profundidade do módulo de deformabilidade: a) tangente inicial obtido do ensaio de compressão triaxial convencional; b) tangente inicial e secante a 50% da resistência obtidos do ensaio de compressão triaxial não convencional

Quadro 4.3 – Características da parede de *jet grout*

Espessura [m]	γ [kN/m ³]	E_{eq} [MPa]	G [MPa]	ν
0,80	20	250	104,2	0,2

Quadro 4.4 – Características da parede tipo Berlim definitiva

Espessura [m]	γ [kN/m ³]	E [GPa]	G [GPa]	ν
0,30	25	18	7,5	0,2

Dada a diferença entre a rigidez teórica e a efetiva das escoras, constatada em diversas obras, devido a folgas existentes nas ligações do sistema de escoramento à cortina, tomou-se como rigidez efetiva metade da rigidez teórica, tal como sugerido por O'Rourke (1992) e adotado também por outros autores, Costa (2005), Pinto (2008), Azevedo (2010), Monteiro (2011) e Santos (2014).

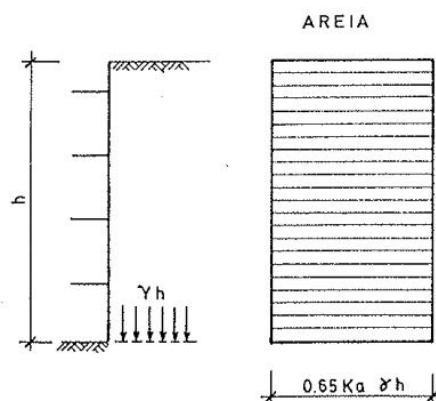


Fig. 4.11 – Diagrama de Terzaghi e Peck para dimensionamento de cortinas escoradas em areia (Matos Fernandes, 1990)

Quadro 4.5 – Características das escoras

Escora	Profundidade [m]	Perfil	Diâmetro exterior [mm]	Espessura [mm]
1	1,0	D 323,9 / 12,5	323,9	12,5
2	4,0	D 406,4 / 12,5	406,4	12,5
3	7,0	D 406,4 / 12,5	406,4	12,5
4	10,0	D 457,0 / 10,0	457,0	10,0

4.2. ANÁLISE DE RESULTADOS

4.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Neste subcapítulo serão analisados e comentados os resultados da modelação numérica onde se pretende ilustrar as alterações do estado de tensão-deformação do solo (através de figuras coloridas e de gráficos), as variações na estrutura de contenção, particularmente os deslocamentos, momentos fletores na parede de *jet grout* e na parede tipo Berlim, esforços axiais nas escoras e nas lajes e as pressões de terras que atuam sobre as faces da estrutura de suporte de terras. Serão apresentadas colorações para as fases de escavação imediatamente antes da instalação das escoras, isto é, 1,5 m, 4,5 m, 7,5 m e 10,5 m, no final da escavação (14,0 m) e no final da construção da última laje (laje 4). No que diz respeito aos gráficos, serão apresentados resultados para os níveis de escavação que precedem a betonagem de cada painel da parede tipo Berlim, isto é, resultados para os níveis de escavação de 1,5 m, 3,0 m, 4,5 m, 6,0 m, 7,5 m, 9,0 m, 10,5 m, 12,0 m e 14,0 m (final da escavação) e ao longo da substituição do sistema de escoramento pelas respetivas lajes em que apenas ocorre alteração das condições de apoio da cortina, não sendo de esperar alterações profundas no estado de tensão no maciço.

4.2.2. EVOLUÇÃO DO ESTADO DE TENSÃO

Tendo em conta que o maciço se encontra emerso o valor numérico das tensões efetivas é igual ao valor numérico das tensões totais. Da mesma forma, o valor numérico dos incrementos de tensão efetiva é igual ao valor numérico dos incrementos de tensão total, pois o incremento de tensão é transmitido na

totalidade e instantaneamente ao esqueleto sólido. Assim, por simplicidade, ao longo deste capítulo e do seguinte, utilizar-se-á, por regra, o termo “tensão”, em vez de “tensão efetiva” ou “tensão total”.

Nas figuras 4.12 e 4.13 apresentam-se, respetivamente, as tensões horizontais e verticais no maciço arenoso. A partir da análise das colorações pode concluir-se que o maciço do lado suportado e o maciço do lado escavado apresentam comportamentos distintos, pois, enquanto o maciço escavado sofre descompressão na direção vertical devido à remoção do peso das terras e compressão lateral devido ao movimento da cortina em direção ao corte, o maciço suportado apenas sofre descompressão lateral devido ao movimento da cortina. Analisando a Fig. 4.12 é possível tirar as seguintes conclusões:

- Ao longo da escavação verifica-se que a tensão horizontal é maior no solo adjacente à parede do lado escavado devido ao movimento da cortina para o interior da escavação. A tensão horizontal atinge o valor mínimo junto ao eixo de simetria devido à remoção do peso das terras que se traduz na diminuição quer da tensão vertical quer da tensão horizontal;
- Do lado suportado, o movimento da cortina para o interior da escavação reflete-se, em geral, na diminuição da tensão horizontal. Contudo, após a escavação ultrapassar os 7,5 m verifica-se um acréscimo das mesmas a pouca profundidade devido ao efeito de arco que leva à transferência de tensões das regiões mais profundas para a zona escorada devido ao diferencial de deslocamentos verificados entre as mesmas regiões (Bjerrum *et al.*, 1972);
- A substituição das escoras pelas lajes introduz pequenas variações no solo do lado suportado, pois, como se verá adiante, este processo implica ligeiros movimentos da cortina para o interior da escavação.

No que se refere às tensões verticais (Fig. 4.13) pode concluir-se o seguinte:

- Ao longo da escavação a tensão vertical no solo subjacente à escavação diminui devido à remoção das terras, sendo que, no solo junto à cortina verifica-se um menor decréscimo devido ao desenvolvimento de forças de atrito entre o solo e a cortina (adesão solo-cortina) que restringem o movimento ascendente do maciço (Fortunato, 1994; Matos Fernandes *et al.*, 1997);
- Do lado suportado, junto à cortina, inicialmente existe uma diminuição das tensões verticais devido ao levantamento da cortina, tendendo posteriormente para o valor de repouso (aproximadamente) à medida que a construção da parede Berlim avança e, consequentemente, carrega a parede de *jet grout*;
- No pé da cortina existe um aumento da tensão vertical, pois à medida que a parede tipo Berlim vai sendo construída maior é o peso transmitido pela parede de *jet grout* ao solo;
- A substituição das escoras pelas lajes não introduz quaisquer variações nas tensões verticais. Contudo, na realidade, uma vez que as lajes descarregam sobre a cortina, existirão incrementos de tensões verticais no pé da mesma aquando da construção das lajes. Este facto não aparece visualizado nas colorações, pois as lajes foram modeladas através de elementos de barra.

A Fig. 4.14 mostra as colorações respeitantes às tensões de corte nos planos horizontais e verticais (τ_{xy}) ao longo da escavação e no final da construção das lajes. Podem tecer-se os seguintes comentários:

- Globalmente, à medida que a escavação progride existe uma maior mobilização das tensões de corte no maciço, quer do lado suportado quer do lado escavado;
- Do lado escavado, o aumento das tensões de corte é mais intenso junto à cortina devido à mobilização das tensões atrito entre o solo e a cortina. Pelo facto de se mobilizarem estas tensões, as direções vertical e horizontal deixam de ser direções principais de tensão, como se verá à frente;

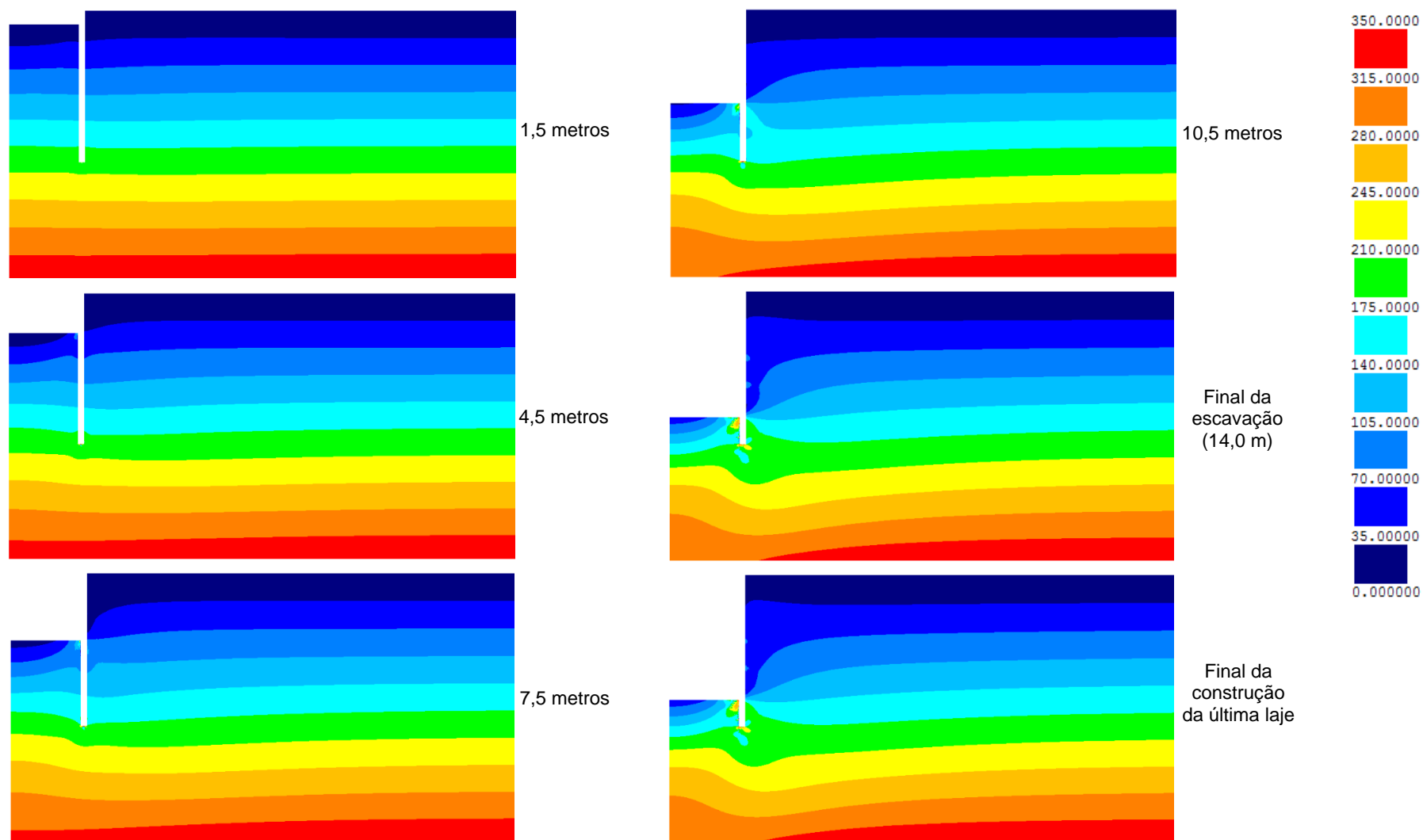


Fig. 4.12 – Tensões horizontais no maciço [kPa]

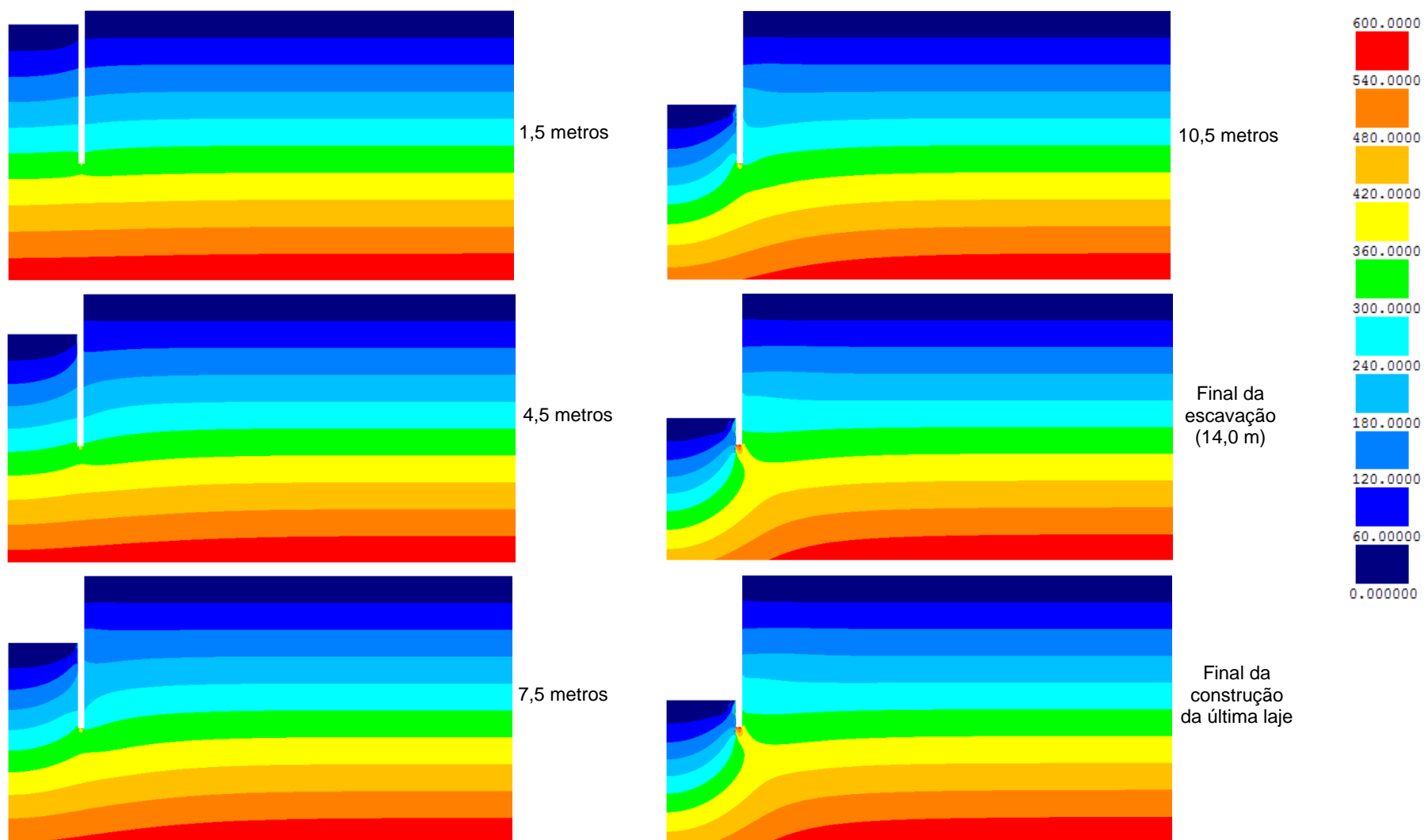


Fig. 4.13 – Tensões verticais no maciço [kPa]

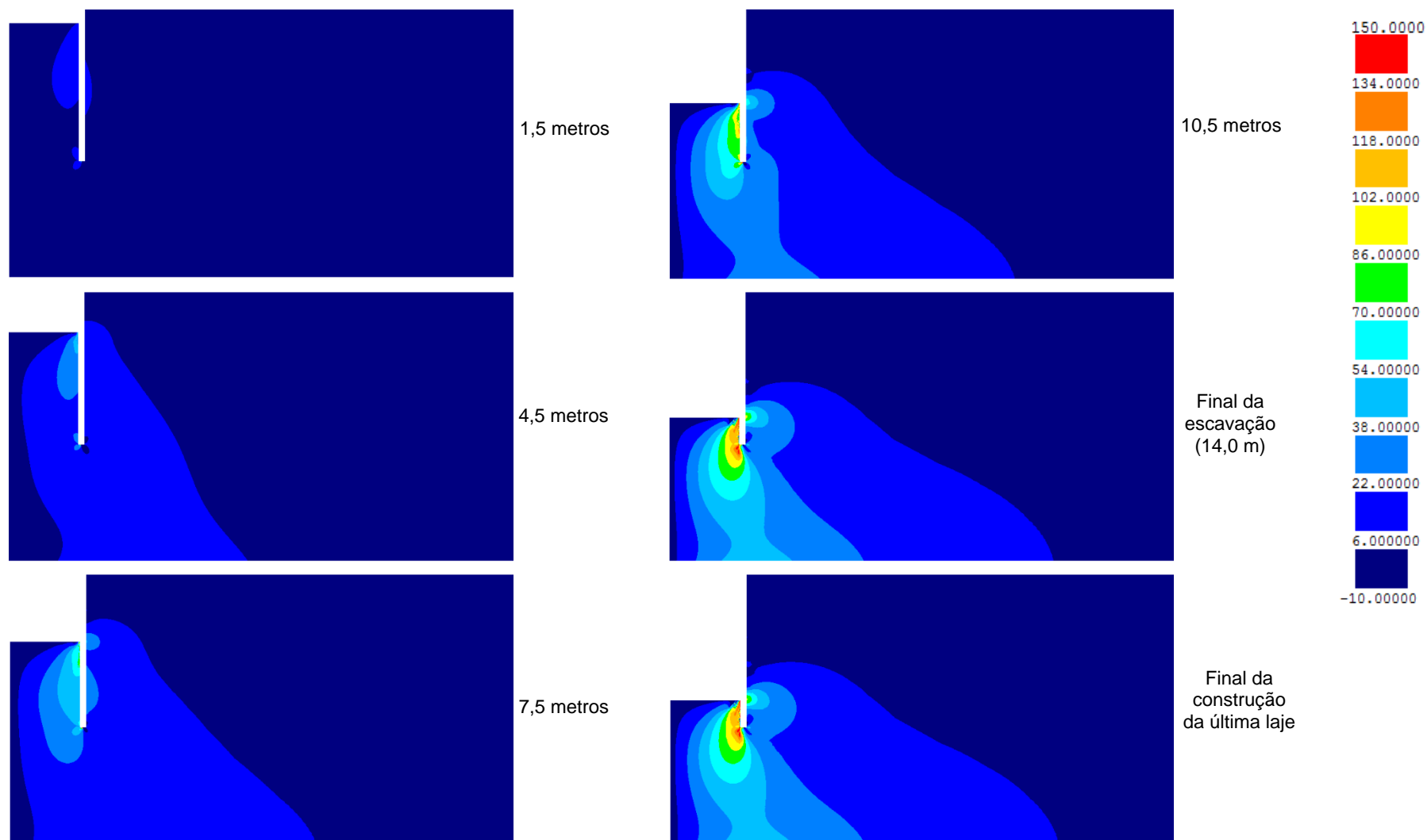


Fig. 4.14 – Tensões de corte nos planos horizontais e verticais (τ_{xy}) no maciço [kPa]

- Por sua vez, no lado suportado, na zona ao nível e abaixo da cota da escavação é onde a mobilização destas tensões é mais intensa. À medida que a distância à cortina aumenta, as tensões de corte desvanecem-se, tendendo para o estado de tensão inicial no qual são nulas as tensões τ_{xy} e, conseqüentemente, as direções vertical e horizontal mantêm-se direções principais;
- Por fim, pode verificar-se que, como seria de esperar, as tensões de corte ao longo do eixo de simetria são nulas.

De seguida, passar-se-á à análise dos níveis de tensão mobilizados no maciço ao longo da escavação e no final da construção das lajes. A noção de nível de tensão, SL (do inglês, *stress level*), quantifica a proximidade do estado de tensão de um ponto relativamente ao estado crítico. Na Fig. 4.15 apresenta-se a noção gráfica do nível de tensão para um estado de tensão genérico representado pelo ponto A no referencial p - q em que:

- p é a tensão média efetiva;
- q é a tensão de desvio;
- M representa a inclinação da Linha dos Estados Críticos (LEC) no referencial p - q .

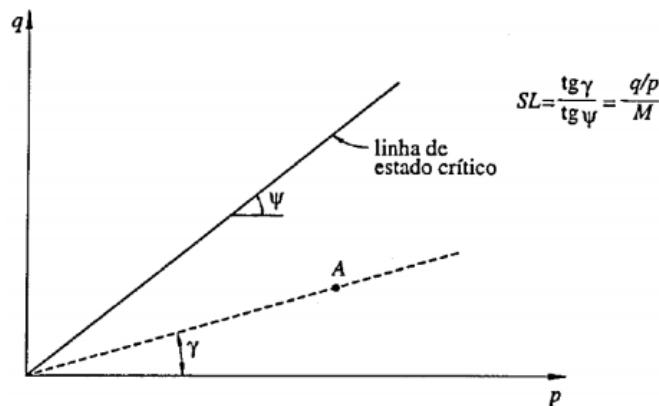


Fig. 4.15 – Noção gráfica de nível de tensão no referencial p - q (Borges, 1995)

Em solos normalmente consolidados ou ligeiramente sobreconsolidados, o nível de tensão varia entre 0 e 1, sendo 1 o valor correspondente à situação de estado crítico. Por sua vez, em solos sobreconsolidados – como no presente problema, $OCR = 1,7$ – os valores podem ser superiores a 1, os quais correspondem a situações na vizinhança (ou coincidentes) da resistência de pico do solo (Borges, 2004) visto que q aumenta devido à resistência de pico típica destes solos (Santos, 2014).

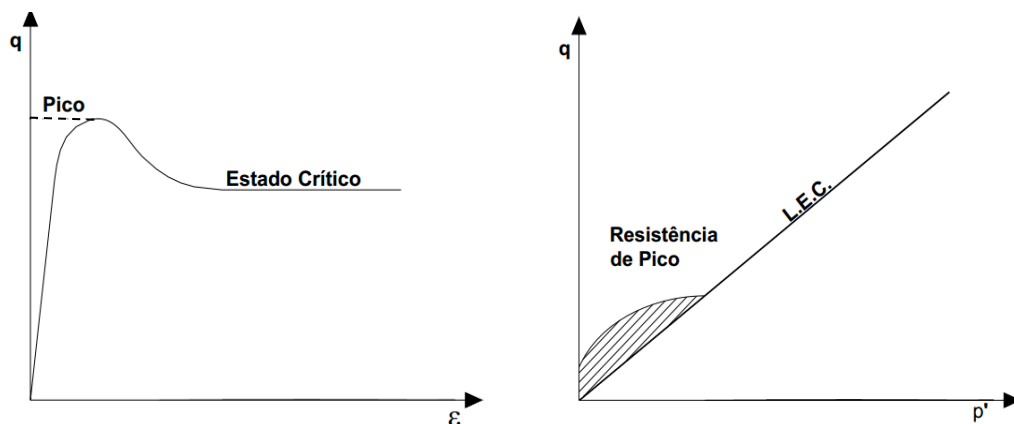


Fig. 4.16 – Comportamento de amostras sobreconsolidadas (Costa, 2005)

Na Fig. 4.17 representa-se a evolução dos níveis de tensão mobilizados no maciço com o decorrer da escavação e no final da construção da última laje (laje 4). Observando a figura, conclui-se o seguinte:

- O nível de tensão aumenta à medida que a escavação avança, como seria de prever;
- No solo do lado escavado observa-se que, junto à base da escavação em cada fase, o solo encontra-se na vizinhança ou mesmo no estado de resistência de pico, associado ao aumento da tensão de desvio e à diminuição da tensão média efetiva;
- Por sua vez, do lado suportado, junto à cortina e perto da base da escavação verifica-se que o solo se encontra em estado crítico e na vizinhança de situação de resistência de pico, conferido pelo aumento da tensão de desvio associado essencialmente à diminuição da tensão horizontal, como se mostrará mais à frente;
- A substituição das escoras pelas lajes aumenta ligeiramente o nível de tensão na zona escorada junto à cortina devido à sua deformação para o interior do corte neste processo.

De modo a complementar os resultados e a interpretação da evolução do estado de tensão no maciço com o decorrer da escavação e ao longo da substituição das escoras pelas lajes, analisa-se de seguida as cruzetas das tensões principais efetivas para três diferentes fases: aos 7,5 m de escavação, no final da escavação (14,0 m) e no final da construção da última laje (laje 4). A partir da Fig. 4.18, em que estão representadas as cruzetas das tensões principais efetivas para as referidas fases, pode constatar-se o seguinte:

- Com o decorrer da escavação, no lado escavado, a tensão média efetiva diminui e a tensão de desvio aumenta; este facto pode ser comprovado, respetivamente, comparando em qualquer ponto a dimensão média da sua cruzeta e o ângulo que a tensão principal maior faz com a horizontal com a do ponto, pouco afetado pela obra, à mesma cota junto à fronteira lateral direita em que se pode visualizar que as cruzetas têm menor dimensão (menor tensão média efetiva) e rodaram (aumento da tensão de desvio) relativamente às da fronteira lateral direita; a rotação das cruzetas das tensões principais implica que as direções vertical e horizontal deixem de ser direções principais, como já referido anteriormente;
- A diminuição da tensão média efetiva é mais significativa junto ao eixo de simetria, enquanto que, o aumento da tensão de desvio é mais significativo junto à cortina;
- Do lado suportado, junto à cortina, observa-se que ocorre rotação das cruzetas e redução da sua dimensão devido à diminuição da tensão horizontal conferida pela descompressão lateral do maciço suportado;
- A rotação das cruzetas das tensões principais efetivas é máxima junto à cortina (quer lado suportado, quer do lado escavado) devido à mobilização de tensões tangenciais entre o solo e a cortina (ao longo do plano vertical); à medida que a distância à cortina aumenta, a rotação das cruzetas vai perdendo significado;
- Comparando o percurso rotacional das cruzetas de tensão de pontos do lado escavado e suportado até à posição final, pode constatar-se a distinta inclinação dos impulsos de terras passivo e ativo, respetivamente;
- A construção das lajes praticamente não introduz variações. Este facto também pode ser observado comparando as colorações relativas às tensões de corte (Fig. 4.14) no final da escavação e no final da construção das lajes.

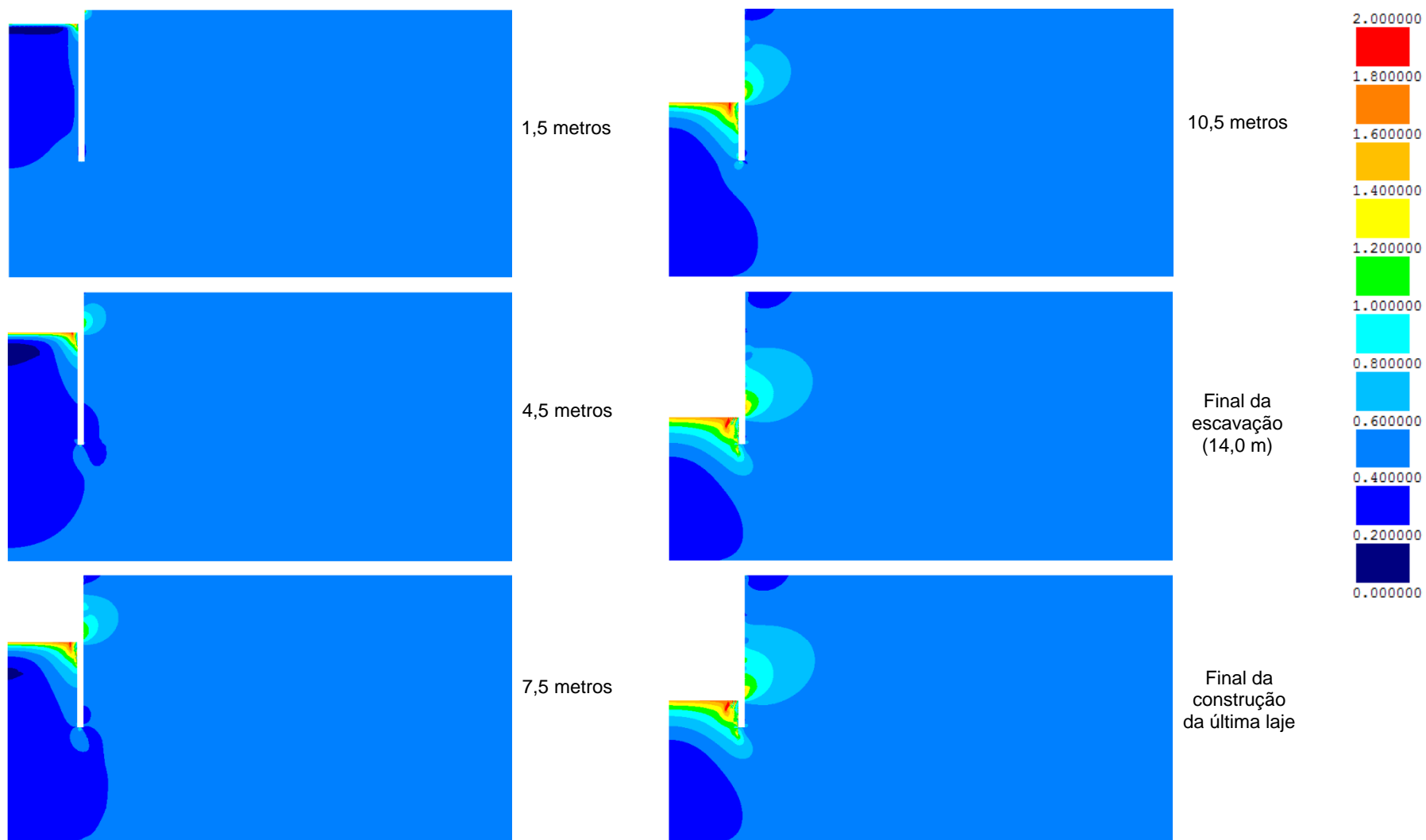


Fig. 4.17 – Níveis de tensão no maciço

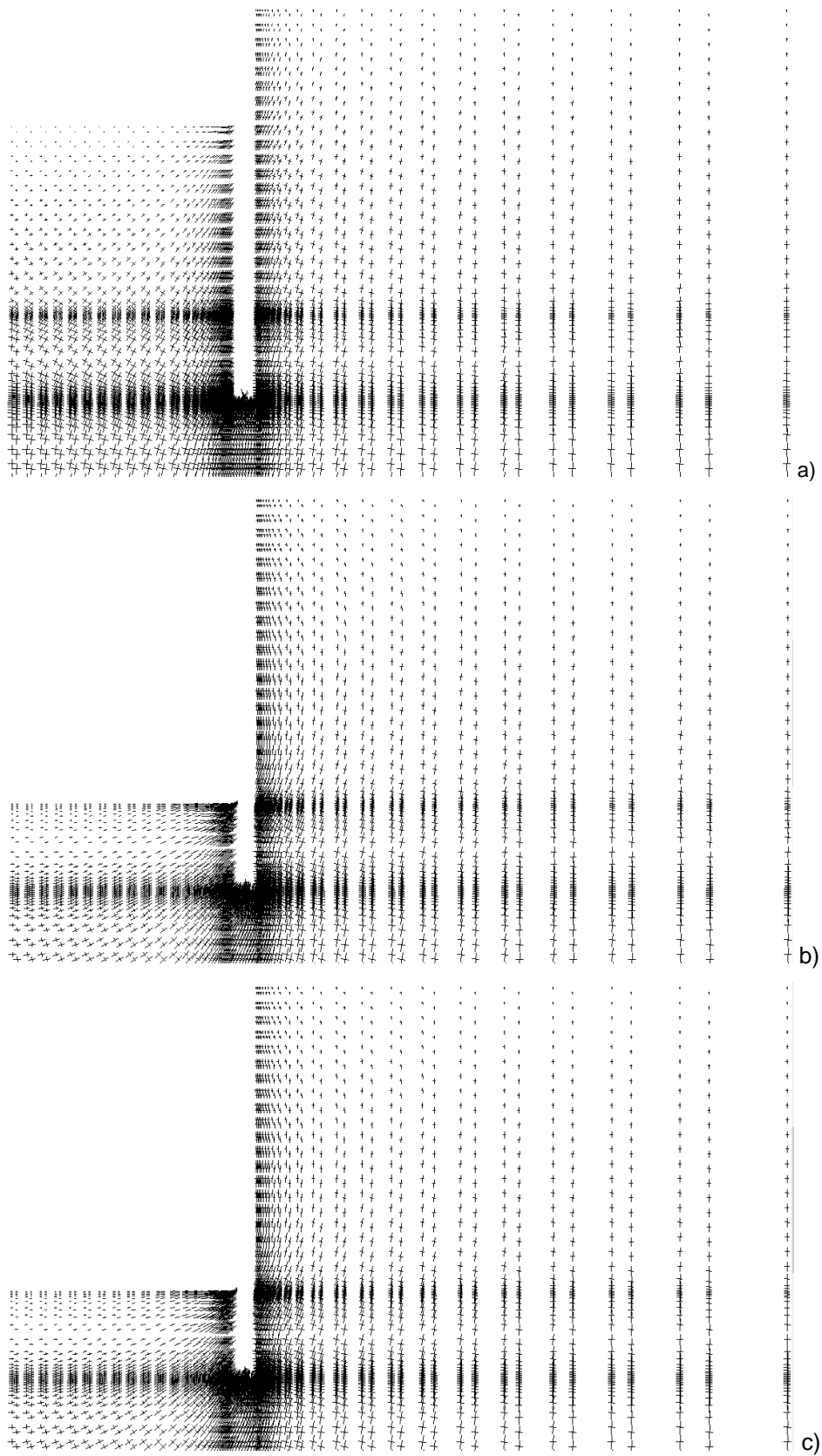


Fig. 4.18 – Pormenor das cruzetas das tensões principais efetivas no maciço: a) aos 7,5 m de escavação; b) final da escavação (14,0 m); c) final da construção da laje 4

4.2.3. DESLOCAMENTOS

Passar-se-á de seguida à análise dos movimentos induzidos pela escavação, quer no maciço quer na estrutura de contenção. Estes movimentos podem ocasionar danos nas estruturas e infraestruturas que confinem com a escavação, visto tratar-se de uma obra que se localiza num centro urbano.

A escavação introduz alterações no estado de tensão e, consequentemente, no estado de deformação. Na Fig. 4.19 apresenta-se parte da malha deformada para dois níveis de escavação (7,5 m e 14,0 m) e após a construção das lajes, cujos deslocamentos se encontram ampliados de um fator de 35 para sua melhor perceção visual. Nela é bastante perceptível o levantamento da base da escavação, os deslocamentos laterais da cortina para o interior do corte e a ocorrência de deslocamentos à superfície do terreno suportado.

De forma a interpretar e compreender melhor a evolução dos deslocamentos da cortina de *jet grout* ao longo das diversas fases da escavação e ao longo da construção das lajes, apresentam-se de seguida dois gráficos para as fases de escavação e para as fases de construção das lajes; no primeiro estão representadas as escoras a negro e a base da escavação a castanho-escuro, enquanto que no segundo estão representadas as lajes de betão armado a cinzento-escuro.

A partir da análise dos dois gráficos constata-se o seguinte:

- O deslocamento máximo vai aumentando à medida que a escavação avança atingindo o seu valor máximo (11,21 mm – 0,08% da profundidade da escavação) no final da escavação e à profundidade de 11,50 m;
- Na fase autoportante, isto é, na fase de escavação até aos 1,5 m em que nenhuma escora está instalada, os deslocamentos crescem de forma aproximadamente linear desde a base até ao topo; no entanto, o deslocamento máximo não se verifica no topo mas sim aos 5,0 m de profundidade; porém, o deslocamento no topo é quase igual ao máximo;
- A partir do momento em que o primeiro nível de escoramento é instalado a cortina começa a rodar em torno dele e a apresentar uma deformada com convexidade voltada para a escavação em que os deslocamentos vão crescendo em profundidade até atingirem o valor máximo, decrescendo depois até ao pé da parede; esta convexidade é tanto mais pronunciada quanto maior for a flexibilidade da cortina (quer da parede de *jet grout* quer da parede tipo Berlim definitiva), como se verá adiante no capítulo 5;
- Com a colocação em serviço dos diversos níveis de escoramento, os movimentos nas zonas escoradas vão sendo cada vez menores; os movimentos da parede estão intrinsecamente dependentes não só da rigidez do sistema de escoramento mas também da rigidez da cortina, pois quando se procede à escavação de determinado nível apenas existe a parede de *jet grout* e quando se avança para o nível seguinte, já existe a parede mista no nível anterior;
- A maior percentagem dos deslocamentos, num determinado nível, ocorre precisamente durante a fase de escavação desse nível;
- Durante o processo de desativação do sistema de escoramento e instalação das lajes, os movimentos abaixo da base da escavação permanecem inalterados; porém, o processo de construção das lajes, uma vez que em cada fase altera as condições de apoio da cortina aumentando o vão acima da laje construída em 0,50 m, leva a que a altura de influência da escora situada imediatamente acima aumente, aumentando assim a força nessa escora. Este aumento de força na escora leva a que esta se deforme conduzindo a um aumento do deslocamento da cortina. (situação idêntica ao constatado por Costa (2005));
- O deslocamento máximo após a construção das lajes é de 11,28 mm e dá-se às profundidades de 11,50 m e 9,50 m.

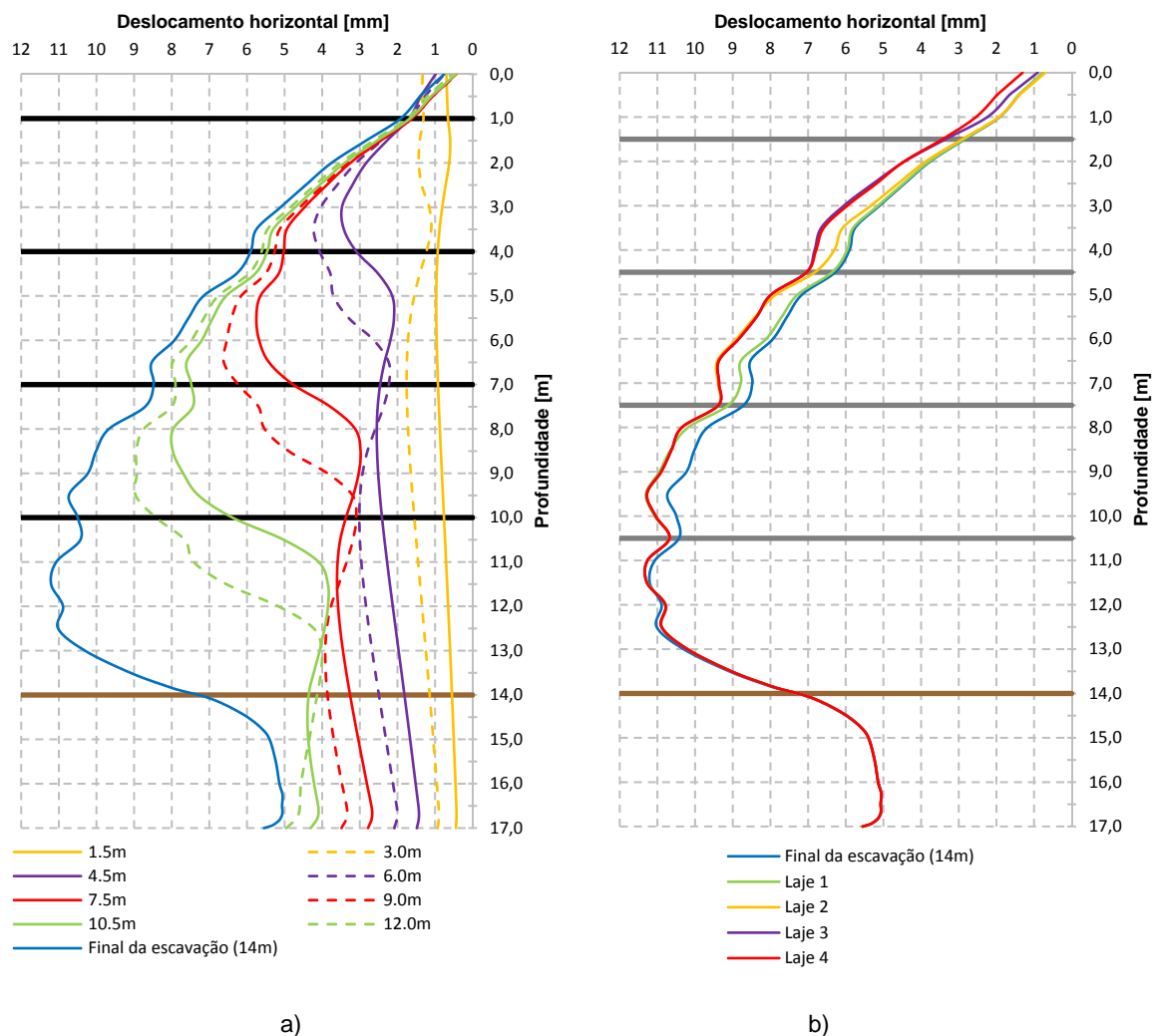


Fig. 4.20 – Deslocamentos horizontais da cortina de *jet grout*: a) ao longo da escavação; b) ao longo da construção das lajes

Feita a análise dos deslocamentos laterais da contenção, segue-se a análise dos deslocamentos que ocorrem à superfície do solo suportado associados à escavação e à construção das lajes. Os deslocamentos da cortina para o interior da escavação estão relacionados com os deslocamentos à superfície do maciço suportado, não sendo possível reduzir estes sem adotar medidas convenientes para minimizar aqueles (Matos Fernandes, 1990).

Como ilustra a Fig. 4.21, o deslocamento horizontal junto à cortina diminui desde a fase 3,0 m até à fase 7,5 m devido à rotação da cortina em torno do primeiro nível de escoramento, que faz com que esta vá de encontro ao terreno suportado; após a fase 7,5 m o deslocamento horizontal junto à cortina volta a aumentar, pois devido ao efeito de arco (como referido aquando do análise das tensões horizontais), começam a concentrar-se tensões horizontais na zona do primeiro nível de escoramento, que obriga a escora a deformar-se e, conseqüentemente, a cortina a deslocar-se lateralmente; o deslocamento máximo horizontal (4,71 mm – 0,03% da profundidade da escavação) dá-se no final da escavação e a cerca de 8,0 m da cortina, pois é nesta fase que se dá o maior deslocamento lateral da cortina; à medida que a escavação avança, o maior deslocamento horizontal negativo (deslocamento no sentido da escavação)

vai progressivamente afastando-se da cortina, pois o deslocamento lateral máximo da cortina vai ocorrendo a maiores profundidades.

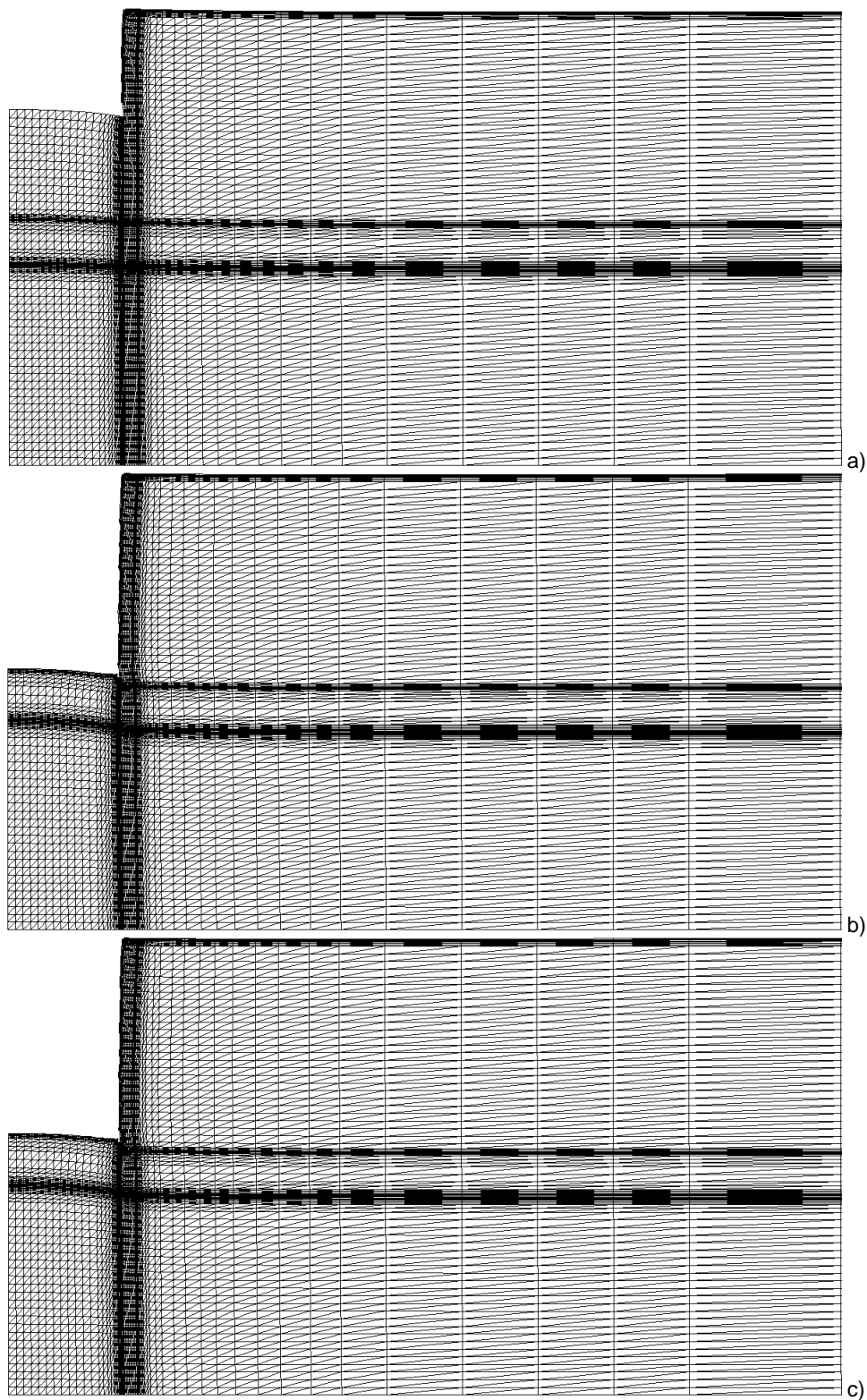


Fig. 4.19 – Malha deformada (fator de ampliação dos deslocamentos igual a 35): a) aos 7,5 m de escavação; b) final da escavação (14,0 m); c) final da construção da laje 4

Através da Fig. 4.22, pode verificar-se que a construção das lajes origina não só, um aumento do deslocamento máximo horizontal em cerca de 12%, como também, altera a localização onde este ocorre. No final da construção da última laje, o deslocamento máximo horizontal (5,28 mm) dá-se a 6,5 m da cortina. Desta forma, as fundações de estruturas vizinhas à escavação são submetidas a compressões horizontais (aproximação das fundações), caso se encontrem a menos de 6,5 m da cortina e a extensões horizontais (afastamento das fundações), caso se encontrem para lá dos 6,5 m (Almeida e Sousa, 1998).

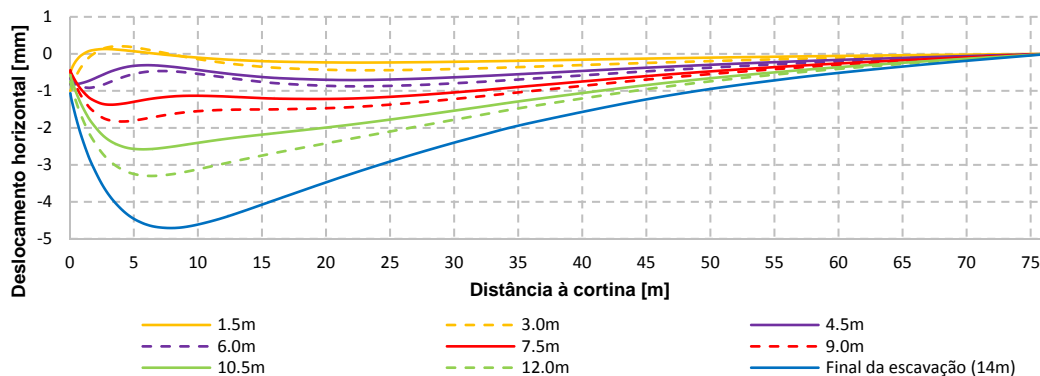


Fig. 4.21 – Deslocamentos horizontais da superfície do terreno suportado ao longo da escavação

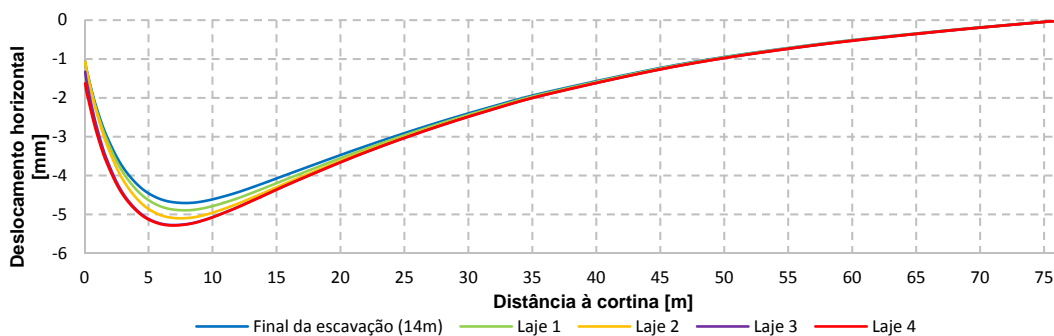


Fig. 4.22 – Deslocamentos horizontais da superfície do terreno suportado ao longo da construção das lajes

Em relação aos deslocamentos verticais, observando a Fig. 4.23, pode verificar-se que nas fases de escavação até aos 6,0 m, o solo adjacente à cortina do lado suportado, devido ao atrito na interface parede-solo, tende a acompanhar o movimento ascendente da parede determinado pelas tensões de corte ascendentes na sua face do lado escavado. Todavia, quando a escavação passa abaixo dos 6,0 m esta tendência inverte-se, passando agora a cortina a apresentar um movimento descendente e, consequentemente, o solo adjacente acompanha esse movimento. Esta inversão de movimento deve-se a dois fatores: por um lado, à medida que a escavação progride, é cada vez menor o solo do lado escavado, logo, menor o comprimento na vertical ao longo do qual se podem desenvolver tensões tangenciais; por outro lado, à medida que a escavação avança, a parede Berlim vai sendo contruída (através dos sucessivos painéis), descarregando o seu peso sobre a parede de *jet grout*. Por outras palavras, poderá dizer-se que à medida que a escavação avança, o diferencial entre o peso da parede Berlim e o integral das tensões tangenciais desenvolvidas no lado escavado vai tendendo a ser favorável ao movimento descendente da cortina.

O assentamento máximo à superfície (1,01 mm) dá-se no final da escavação e ocorre a 13,5 m da cortina. Antes de se atingir a profundidade máxima de escavação o levantamento vertical máximo ocorre junto à cortina.

O processo de desativação das escoras e construção das lajes reduz ligeiramente o levantamento do solo junto à cortina, isto é, com este processo dá-se um assentamento, o qual está essencialmente relacionado com os deslocamentos horizontais da parede no sentido da escavação durante esta fase, como se viu atrás. No entanto, o assentamento máximo mantém-se (note-se a ordem de grandeza do eixo vertical).

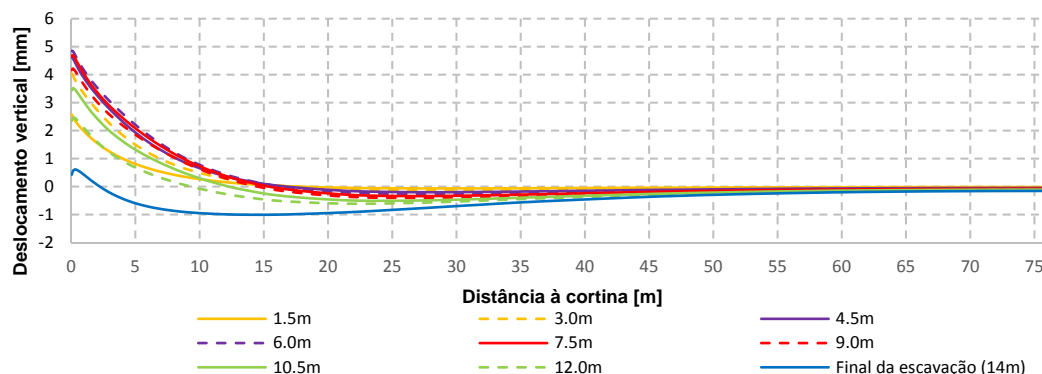


Fig. 4.23 – Deslocamentos verticais da superfície do terreno suportado ao longo da escavação

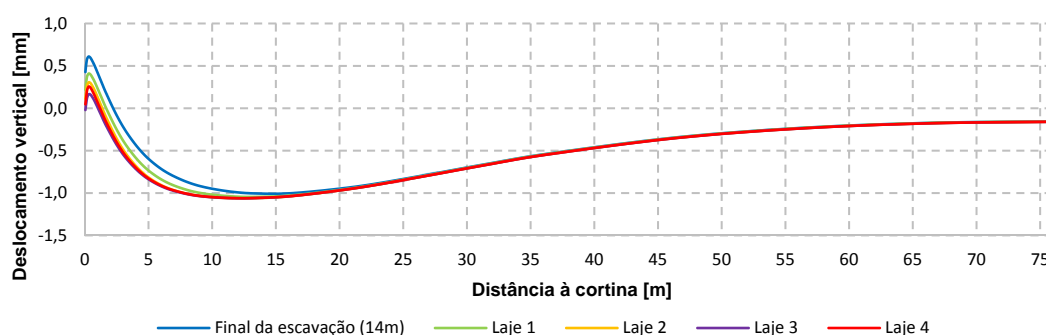


Fig. 4.24 – Deslocamentos verticais da superfície do terreno suportado ao longo da construção das lajes

Com base nos valores previstos para as deformações da superfície do terreno deverá ser feita uma avaliação e análise dos danos sobre as estruturas que confinam com a escavação e, caso necessário, definir medidas a adotar para minimizá-los.

Analizados os deslocamentos à superfície do terreno suportado, interessa agora analisar a evolução do levantamento da base da escavação no final desta, ao longo de todo o processo construtivo. Conforme mostra a Fig. 4.25, os movimentos ascendentes do fundo da escavação intensificam-se com o progredir da mesma. O seu valor máximo é atingido no final da escavação sobre o eixo de simetria e toma o valor de 33,93 mm (0,24% da profundidade escavação). Este valor é muito superior ao máximo atingido à superfície (cerca de 34 vezes) devido à descompressão vertical conferida pela remoção das terras e à compressão lateral conferida pelo movimento da cortina para o interior da escavação (efeito de *Poisson*). À medida que a distância à cortina diminui, ou seja, aumenta a distância ao eixo de simetria, menor é o levantamento do fundo da escavação devido ao atrito da interface solo-cortina. Na superfície de contacto da parede com o maciço escavado, aquela exerce sobre este forças tangenciais de sentido descendente que tendem a atenuar o levantamento do solo. A remoção das escoras e respetiva construção das lajes não afeta os deslocamentos verticais da base da escavação (ver Fig. 4.26). Chama-se a atenção para a irregularidade junto à cortina da curva que traduz os deslocamentos verticais no final da escavação. Trata-se provavelmente de uma irregularidade de ordem numérica associada à discretização da malha

junto à parede com quatro fiadas de 5,0 cm de elementos finitos de solo, a qual, eventualmente, não foi suficiente para captar melhor o comportamento do solo nesta zona singular. No entanto, esta irregularidade pontual não se traduziu em efeitos relevantes nos restantes resultados do problema em análise.

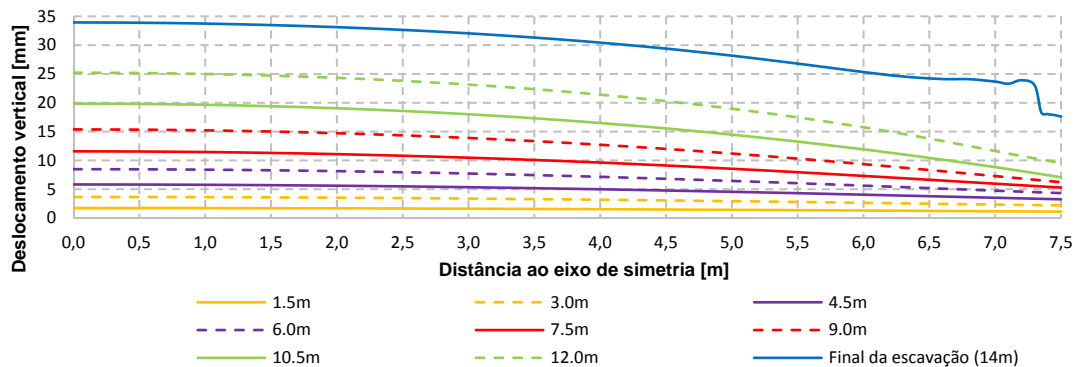


Fig. 4.25 – Deslocamentos verticais da base da escavação ao longo da escavação

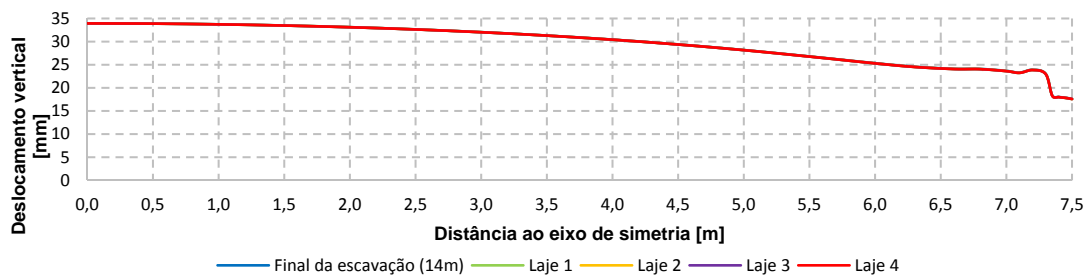


Fig. 4.26 – Deslocamentos verticais da base da escavação ao longo da construção das lajes

4.2.4. ESFORÇOS NOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

4.2.4.1. Esforços axiais nas escoras e lajes

Durante a escavação as escoras estão sujeitas a variações na carga que recebem. A evolução dos esforços nas 4 escoras que constituem o sistema de escoramento e nas 4 lajes estão ilustrados nas Fig. 4.27 e Fig. 4.28 (o esforço axial nas lajes está apresentado em kN/escora, o que corresponde a kN/4,0 m – note-se que o afastamento longitudinal das escoras é de 4,0 m). Analisando as duas figuras pode concluir-se o que a seguir se apresenta:

- Em todas as escoras (exceto a escora 1), o esforço axial cresce com o progresso da escavação, sendo que, quando se instala a escora seguinte, o esforço axial continua a crescer mas a um ritmo menor, pois a colocação em serviço dos níveis de escoras seguintes permite aliviar os esforços nessas escoras;
- O esforço axial na escora 1 cresce até à colocação da escora 2, diminuindo posteriormente e, voltando a crescer quando a escavação passa abaixo dos 7,5 m devido aos intensos fenómenos de transferência de tensões das zonas que mais se deformam para as que menos se deformam (efeito de arco). Este facto está de acordo com o que foi já comentado acerca das tensões horizontais e dos deslocamentos horizontais à superfície do terreno suportado;
- Com a remoção das escoras para a instalação das lajes, ocorrem incrementos significativos nos esforços axiais das escoras 1, 2 e 3, pois, como se referiu anteriormente, a construção de cada nível de laje implica um aumento do vão superior em 0,50 m e, consequentemente,

a um aumento da altura de influência de cada escora, que conduz a um aumento da carga que estas recebem; assim sendo, a construção das lajes leva a que o esforço máximo mobilizado nas escoras 1, 2 e 3 ocorra imediatamente antes de serem desativadas;

- Quando determinado nível de escoras é removido, o esforço axial que aí se encontrava instalado é conduzido para os restantes níveis de escoramento e para a laje previamente instalada;
- No que diz respeito ao esforço axial nas lajes, este atinge o seu valor máximo aquando da remoção da respetiva escora, assistindo-se, posteriormente, a uma ligeira diminuição. O facto das lajes ficarem comprimidas constitui um aspeto interessante do ponto de vista do seu funcionamento em serviço, em relação às cargas perpendiculares ao seu plano, visto que a compressão melhora o seu comportamento à flexão (flexão composta) no que se refere ao controlo da sua deformação e fendilhação.

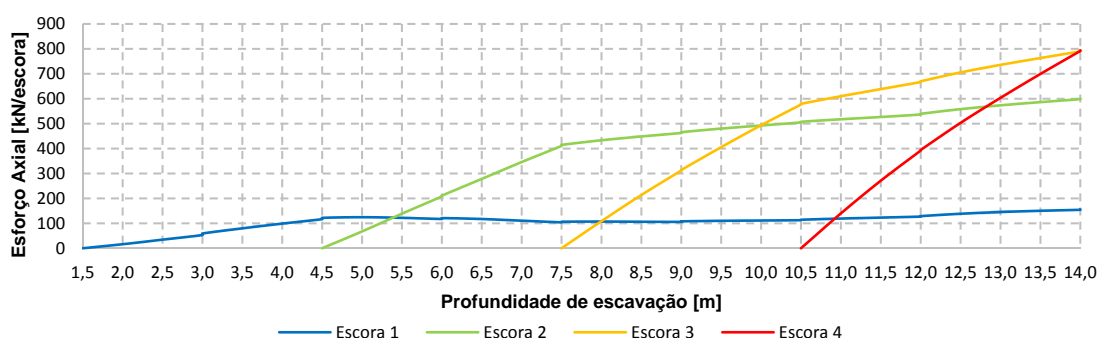


Fig. 4.27 – Evolução do esforço axial (compressão) nas escoras ao longo da escavação

Quadro 4.6 – Definição das fases ao longo da construção das lajes de betão armado

Fase	Descrição
0	Final da escavação (14,0 m)
1	Final da construção da laje 1
2	Final da construção da laje 2
3	Final da construção da laje 3
4	Final da construção da laje 4
5	Longo prazo

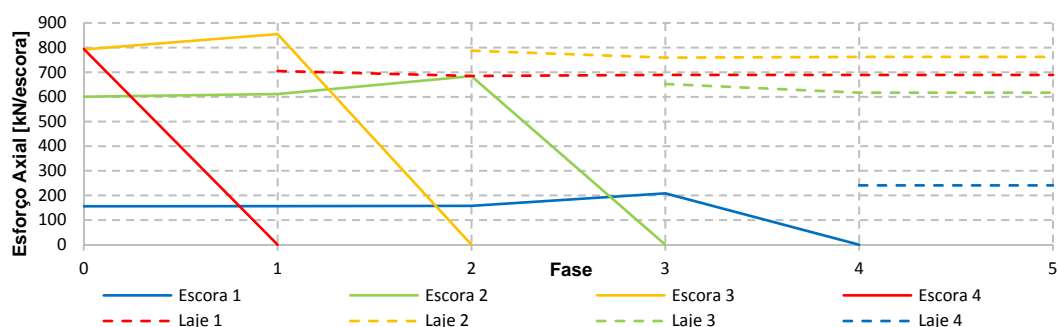


Fig. 4.28 – Evolução do esforço axial (compressão) nas escoras e nas lajes ao longo da construção destas

4.2.4.2. Momentos fletores na parede de *jet grout*

Na Fig. 4.29 apresenta-se o diagrama de momentos fletores sobre a parede que é construída antes da escavação se iniciar, ou seja, a parede de *jet grout*. Antes de se passar à análise do respetivo diagrama relembra-se o leitor de que a ligação entre os painéis da parede Berlim e os perfis verticais da parede cujos esforços estão a ser analisados, se localiza nos 0,5 m acima da zona de ligação dos sucessivos painéis, ou seja, nos 0,5 m acima das cotas 1,5 m, 3,0 m, 4,5 m, 6,0 m, 7,5 m, 9,0 m, 10,5 m e 12,0 m. Os elementos finitos das duas paredes estão ligados (nós comuns) nesses 0,5 m, estando desligados nas partes restantes (nós diferentes na respetiva interface). Assim sendo, nesta zona de ligação das duas paredes, ocorre transmissão de esforços entre as mesmas.

Analisando a Fig. 4.29 a) pode observar-se que em todas as fases de escavação o momento máximo negativo ocorre ao nível da base de escavação dessa fase, logo, o momento máximo negativo aumenta com o decorrer da escavação atingindo o seu valor máximo no final da escavação (28,29 kN·m/m); tal como o momento máximo negativo, o momento máximo positivo também ocorre no final da escavação mas apresenta menor valor que o negativo; nas fases de escavação que precedem a instalação das escoras (4,5 m, 7,5 m e 10,5 m) e no final da escavação, o momento máximo positivo dá-se na zona escavada nessas fases, que corresponde à zona onde a estrutura de contenção é simples; por sua vez, nas fases de escavação 6,0 m, 9,0 m e 12,0 m, o momento máximo positivo ocorre na zona onde era máximo na respetiva fase anterior, zona essa em que a estrutura de contenção já é mista; importa mencionar ainda que, os diagramas de momentos fletores, para todas as fases (exceto para a fase 1,5 m, pois ainda não existe parede Berlim), apresentam os picos de momentos negativos onde se efetua a ligação entre as duas paredes, pois aí existe a reação da parede Berlim que posteriormente é “encaminhada” para a escora. Por fim, pode constatar-se que na fase autoportante o diagrama de momentos apresenta a configuração típica para esta fase, em que o momento máximo negativo ocorre abaixo da cota do nível da escavação.

Durante a construção das lajes, ocorre alteração de vãos entre apoios da estrutura de contenção. Por conseguinte, e dado que a construção das lajes ocorre em sentido inverso à escavação, à medida que cada laje é construída ocorre um aumento do momento positivo entre o nível da respetiva laje e a escora situada à cota imediatamente superior; no final da construção das lajes observa-se (ver Fig. 4.29 b)) que os momentos máximos positivo e negativo são ligeiramente menores que no final da escavação.

4.2.4.3. Momentos fletores na parede tipo Berlim definitiva

Na Fig. 4.30 a) está apresentado o diagrama de momentos na parede tipo Berlim definitiva ao longo das diversas fases de escavação. Dado que esta parede vai crescendo com o decorrer da escavação e tem um atraso de 1,5 m em relação à base da escavação da respetiva fase, o seu desenvolvimento vai crescendo com o avanço da remoção das terras. Observando a figura supracitada pode concluir-se que o momento máximo negativo aumenta com a profundidade de escavação e, como tal, é atingido no final da escavação. Nos últimos 1,5 m de cada fase, o diagrama de momentos fletores apresenta a configuração típica de uma consola, pois é nas extremidades de cada painel que se efetua a transmissão das cargas horizontais. A substituição do sistema de escoramento provisório (escoras) pelo sistema de escoramento definitivo (lajes) introduz alterações bastante significativas nos momentos fletores da parede Berlim (ver Fig. 4.30 b)). Com o decorrer da construção das lajes os picos de momentos vão crescendo. No final da construção da última laje, o momento máximo negativo (maior do que no final da remoção das terras) não ocorre à mesma profundidade que no final da escavação, fruto das sucessivas alterações de vãos.

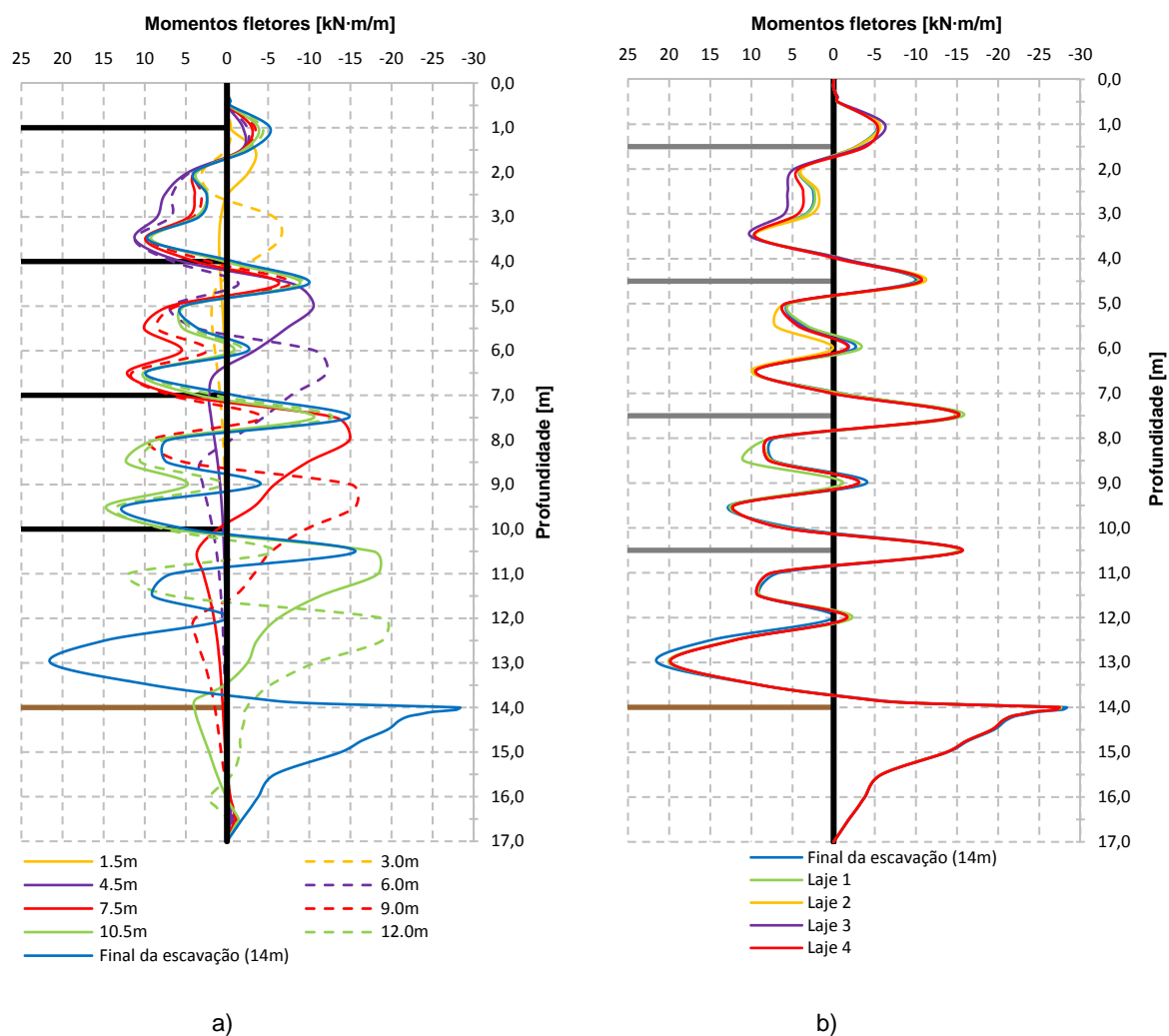


Fig. 4.29 – Diagrama de momentos fletores na parede de *jet grout*: a) ao longo da escavação; b) ao longo da construção das lajes

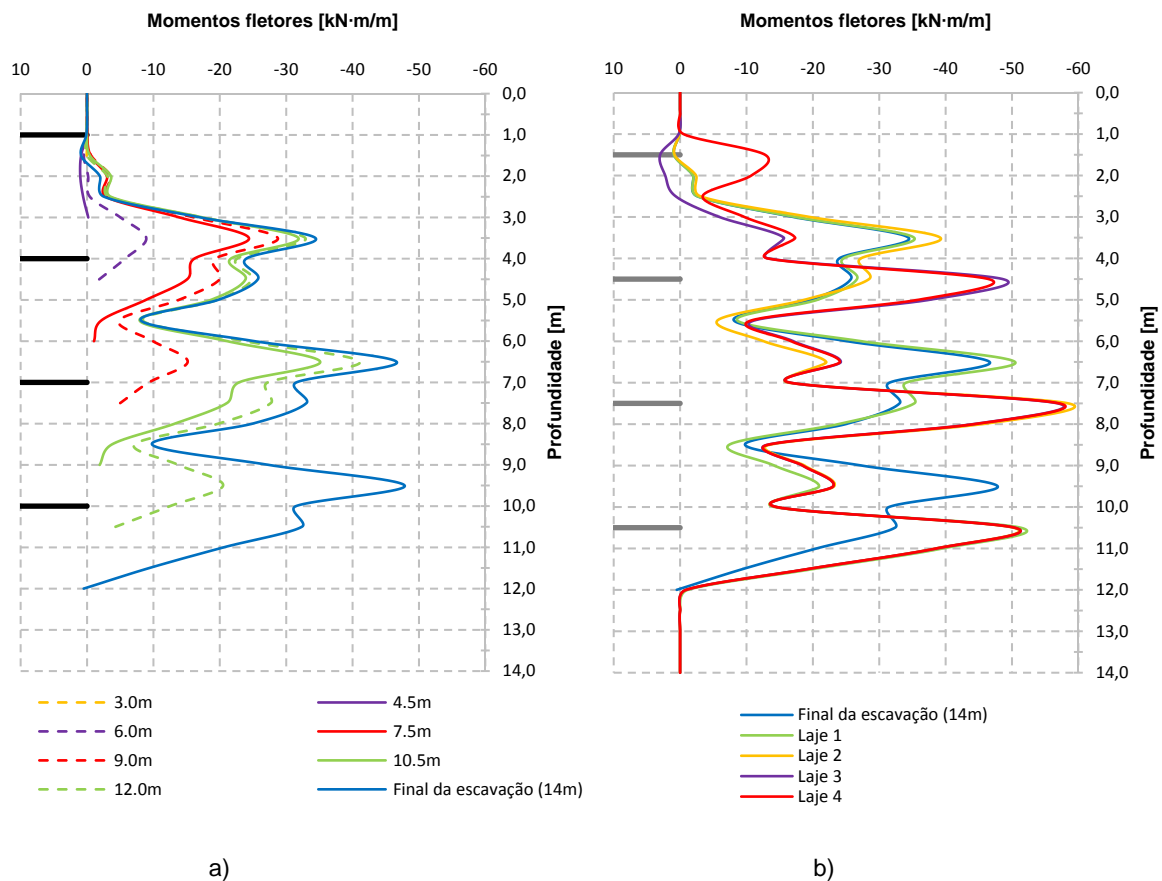


Fig. 4.30 – Diagrama de momentos fletores na parede tipo Berlim definitiva: a) ao longo da escavação; b) ao longo da construção das lajes

4.2.5. PRESSÕES DE TERRAS SOBRE AS FACES DA CORTINA

Na Fig. 4.31 estão representadas as pressões de terras que o maciço comunica às duas faces da estrutura de contenção ao longo da escavação e da construção das lajes. As pressões com sinal negativo correspondem às do lado escavado e as pressões com sinal positivo correspondem às do lado suportado. Nela encontra-se representado a tracejado e a negro a distribuição das pressões em repouso que, como se sabe, são linearmente crescentes em profundidade e dependentes do coeficiente de impulso em repouso. De referir, que é nas escavações onde este parâmetro tem mais influência, pois é ele que determina as tensões que vão ser libertadas pela escavação, logo, indiretamente, as deformações e os deslocamentos a esta associados (Matos Fernandes, 1990). A análise da distribuição das pressões exercidas sobre a cortina é uma questão complexa devido aos fenómenos de redistribuição das tensões por efeito de arco (Bjerrum *et al.*, 1972).

Passando a uma análise mais pormenorizada das pressões de terras que atuam sobre a cortina do lado suportado, conclui-se o seguinte (na Fig. 4.32 a) encontram-se representadas estas pressões ampliadas para melhor visualização e na Fig. 4.32 b) apresenta-se comparação do diagrama de pressões de terras no final da escavação acima da base desta com o diagrama de pressões aparentes de Terzaghi e Peck):

- Em cada fase de escavação ocorre uma diminuição considerável das pressões de terras na zona da cortina onde se removem as terras, ou seja, onde a contenção é simples e bastante deformável; por conseguinte, o efeito de arco, através da mobilização da resistência ao

corte do solo, leva a que as pressões se transfiram, quer para a zona inferior onde ainda não se escavou, quer para a zona superior, onde a contenção já é mista e tem as escoras a servir de apoio;

- Quando a escavação passa abaixo dos 4,5 m as pressões de terras acima dos 1,5 m de profundidade passam a ser superiores às de repouso, o que evidencia, mais uma vez, os intensos e complexos fenómenos de redistribuição de tensões;
- O efeito de arco no maciço arenoso é muito pronunciado, pois a areia em questão apresenta uma compacidade mediana (ver capítulo 3) e, portanto, o imbricamento das partículas favorece este fenómeno;
- Pode concluir-se assim, que as deformações da cortina, principalmente onde ela é mais deformável (zona onde a cortina é apenas simples), afetam (e muito) a distribuição das pressões de terras sobre a face da cortina do lado suportado;
- Analisando a Fig. 4.32 b) pode constatar-se que o efeito de arco é mais local do que global, isto é, a transferência de tensões não se dá de forma tão significativa de profundidades maiores para o topo da cortina (efeito de arco global) mas, dá-se entre zonas relativamente próximas com deslocamentos diferenciais, como por exemplo, entre as profundidades 7,0 m e 10,0 m (profundidades das escoras 2 e 3) em que o efeito de arco (local) conduz a uma transferência de tensões da zona entre essas profundidades para as escoras 2 e 3. Como se sabe, à medida que a rotação em torno do topo de uma cortina tende a aumentar, o diagrama de pressões tende a passar de uma distribuição triangular (estado de repouso) para uma distribuição uniforme em altura (é este fenómeno que o diagrama de pressões aparentes de Terzaghi e Peck pretende traduzir); isto acontece se o efeito de arco tiver uma tendência mais global. Ora, como na solução que está a ser estudada neste trabalho (contenção mista), a contenção é simples quando se procede à escavação de determinado nível, logo mais deformável nesse momento, o efeito de arco local tem mais peso que o efeito de arco global tendendo o diagrama de pressões de terras a afastar-se ligeiramente do diagrama de pressões aparentes Terzaghi e Peck;
- A construção das lajes praticamente não introduz alterações na distribuição das pressões de terras. As únicas e pequenas variações que ocorrem situam-se na zona escorada, pois, como analisado em 4.2.3, é apenas nessa zona que existem deslocamentos da cortina, que se dirige para o interior da escavação.

Na face da parede do lado escavado, é de salientar essencialmente os aumentos de pressões de terras em relação aos valores de repouso nas camadas superficiais abaixo da base da escavação em cada fase os quais assumem valores expressivos. Este facto deve-se, naturalmente, aos movimentos da parede contra o terreno nessas zonas. Estes valores expressivos são devidos à modelação pelo modelo $p-q-\theta$ de estados de tensão de “resistência de pico” (portanto com ângulos de atrito superiores ao crítico) o que permite obter tensões horizontais relativamente elevadas perto da superfície (base da escavação) sendo, no entanto, as tensões verticais próximas de zero. Tais resultados não seriam possíveis de modelar com modelos mais simplificados, tal como o modelo de *Mohr-Coulomb* sem coesão, no qual, a tensão horizontal (tal como a vertical) teria também de ser próxima de zero bem perto da base da escavação.

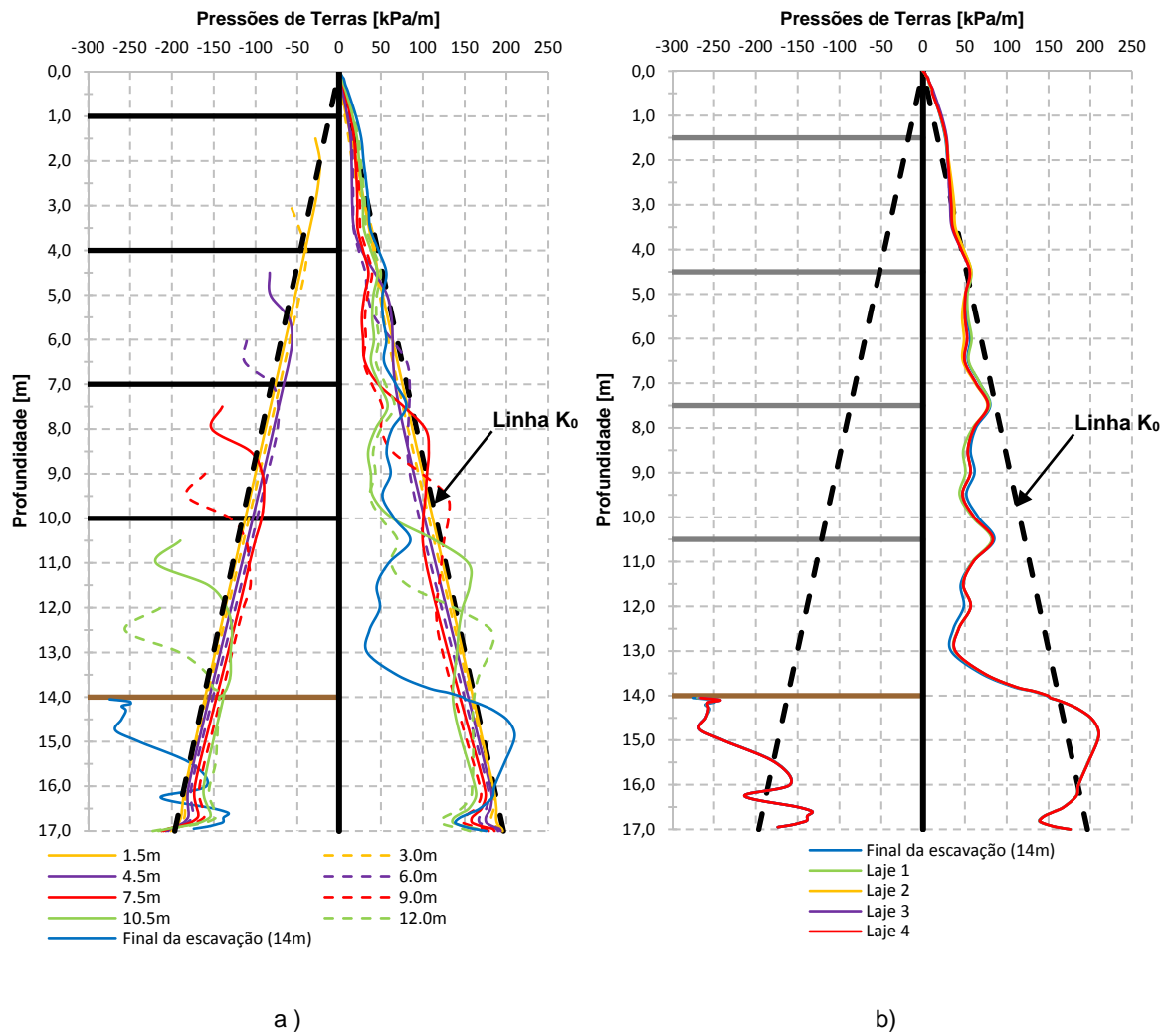


Fig. 4.31 – Pressões de terras sobre as faces da cortina: a) ao longo da escavação; b) ao longo da construção das lajes

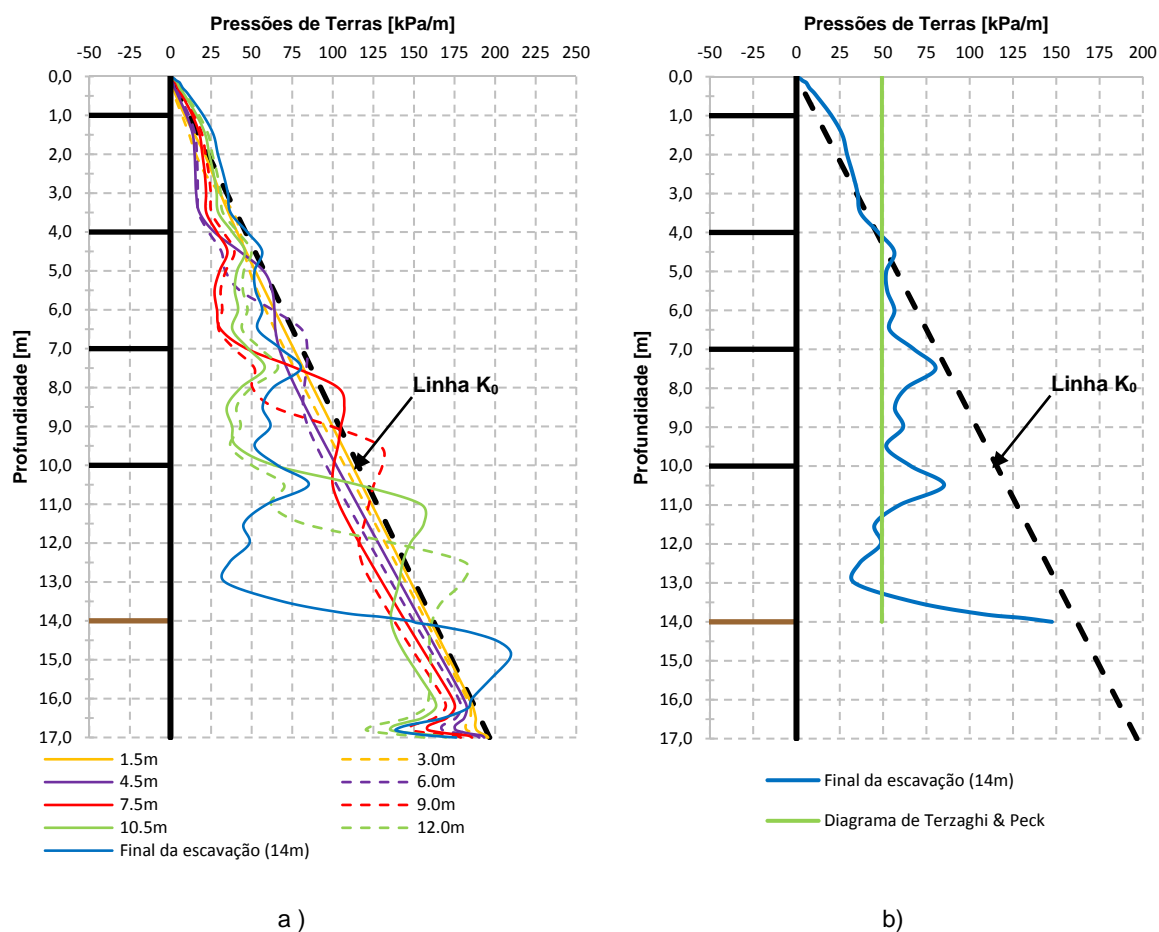


Fig. 4.32 – a) Pressões de terras sobre a face do lado suportado ao longo da escavação; b) comparação do diagrama de pressões de terras no final da escavação com o diagrama de pressões aparentes de Terzaghi e Peck

5

ANÁLISES PARAMÉTRICAS – AREIA

5.1. INTRODUÇÃO

O presente capítulo visa complementar o estudo realizado no capítulo anterior, apresentando-se resultados, considerações e conclusões referentes a três diferentes variantes efetuadas para avaliar a influência da rigidez à flexão da estrutura de suporte de terras e a influência do número de níveis de escoramento no comportamento global da escavação. Apenas se apresentarão os resultados considerados como mais relevantes, não se expondo os aspetos de forma tão pormenorizada como no capítulo anterior.

Assim, tendo por base o problema analisado no capítulo anterior, foram realizadas três análises paramétricas com o objetivo de estudar:

- Influência da espessura da parede tipo Berlim definitiva (o perfil metálico da parede de *jet grout* mantém-se o HEB200 – perfil do problema base);
- Influência da rigidez à flexão da parede de *jet grout* (a espessura da parede tipo Berlim definitiva mantém-se 0,3 m – espessura do problema base);
- Influência da redução dos níveis de escoramento.

No Quadro 5.1 encontram-se sintetizadas as análises paramétricas que serão analisadas neste capítulo.

Quadro 5.1 – Síntese das análises paramétricas efetuadas na areia

Casos de estudo	Espessura da parede tipo Berlim [m]	Perfil metálico da parede de <i>jet grout</i>	Níveis de escoramento
Influência da espessura da parede tipo Berlim definitiva (influência da rigidez à flexão)	0,0	HEB200	4
	0,2	HEB200	4
	0,3 (P.B.)	HEB200 (P.B.)	4 (P.B.)
	0,4	HEB200	4
Influência da rigidez à flexão da parede de <i>jet grout</i>	0,3	HEB160	4
	0,3 (P.B.)	HEB200 (P.B.)	4 (P.B.)
	0,3	HEB240	4
Influência dos níveis de escoramento	0,3	HEB200	3
	0,3 (P.B.)	HEB200 (P.B.)	4 (P.B.)

P.B. – Problema base

5.2. INFLUÊNCIA DA ESPESSURA DA PAREDE TIPO BERLIM DEFINITIVA

5.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

De modo a perceber a influência da espessura da parede que é construída com o decorrer da escavação foram estudadas três espessuras diferentes para esta parede – 0 m, 0,2 m (rigidez à flexão 3,375 vezes menor que no problema base), 0,3 m (problema base) e 0,4 m (rigidez à flexão 2,37 vezes maior que no problema base). No caso de estudo em que a espessura da parede Berlim é nula, a estrutura de contenção é constituída apenas pela parede que é construída previamente ao início dos trabalhos de escavação – parede de *jet grout*. Como em geral, a solução simples de paredes de *CSM* ou de *jet grout* armadas com perfis metálicos exige que após a escavação, para a construção de caves em edifícios, se proceda à execução de uma parede de betão armado (sem funções de contenção) no interior da parede de *jet grout* servindo, posteriormente, de apoio às diferentes lajes, não serão apresentados resultados após a construção das lajes para o caso de estudo em que não existe parede tipo Berlim.

5.2.2. ANÁLISE DO ESTADO DE TENSÃO

Na Fig. 5.1 apresentam-se os níveis de tensão, no final da escavação, para todos os casos de estudo. Não são apresentadas colorações após a construção das lajes, pois não existem alterações significativas em relação ao final da escavação. Nela, observa-se que a ausência da parede Berlim leva a um aumento dos níveis de tensão, no lado suportado, pois, como estrutura de contenção é mais deformável, existe um maior alívio de tensões horizontais que leva a um aumento da tensão de desvio; para além disto, verifica-se que na zona dos níveis de escoramento existe uma redução no nível de tensão, comparativamente com o problema base, devido ao efeito de arco que leva a uma maior concentração de tensões a essas profundidades que conduz a uma redução da tensão de desvio (q). Comparando os níveis de tensão para as restantes espessuras da parede Berlim (0,2 m e 0,4 m), constata-se que praticamente não existem alterações relativamente ao problema base.

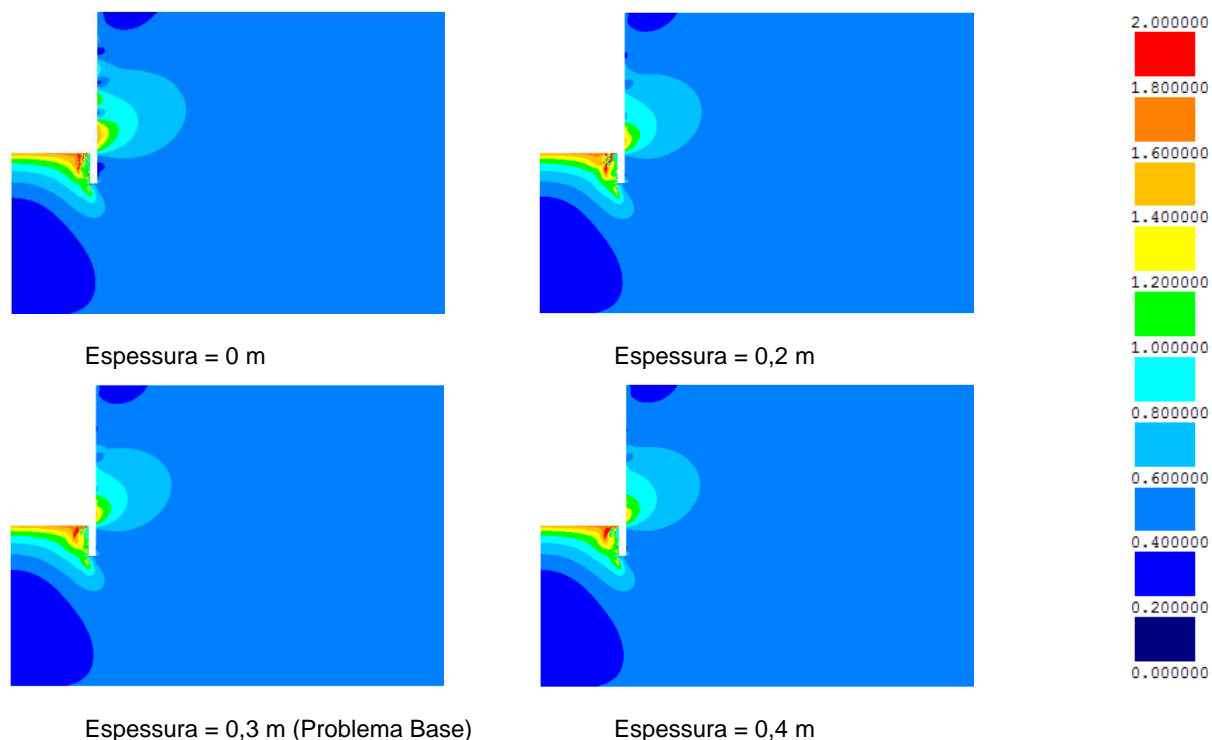


Fig. 5.1 – Níveis de tensão no final da escavação

A Fig. 5.2 mostra as tensões horizontais no final da escavação. Mais uma vez não se apresentam as colorações no final da construção das lajes, pois as conclusões são idênticas às no final da escavação. Observando a figura pode concluir-se que na contenção simples (espessura igual a 0), devido à sua considerável deformabilidade relativamente às outras soluções, no lado suportado, na zona abaixo do último nível de escoras, existe uma maior diminuição das tensões horizontais que, por efeito de arco, como se verá mais à frente, se traduz numa maior redistribuição de tensões para zonas que se deslocaram menos. Do lado escavado, não se observam variações significativas. No que se refere à comparação das espessuras 0,2 m e 0,4 m com o problema base, consta-se que não ocorrem alterações significativas nas tensões horizontais, quer do lado escavado, quer do lado suportado.

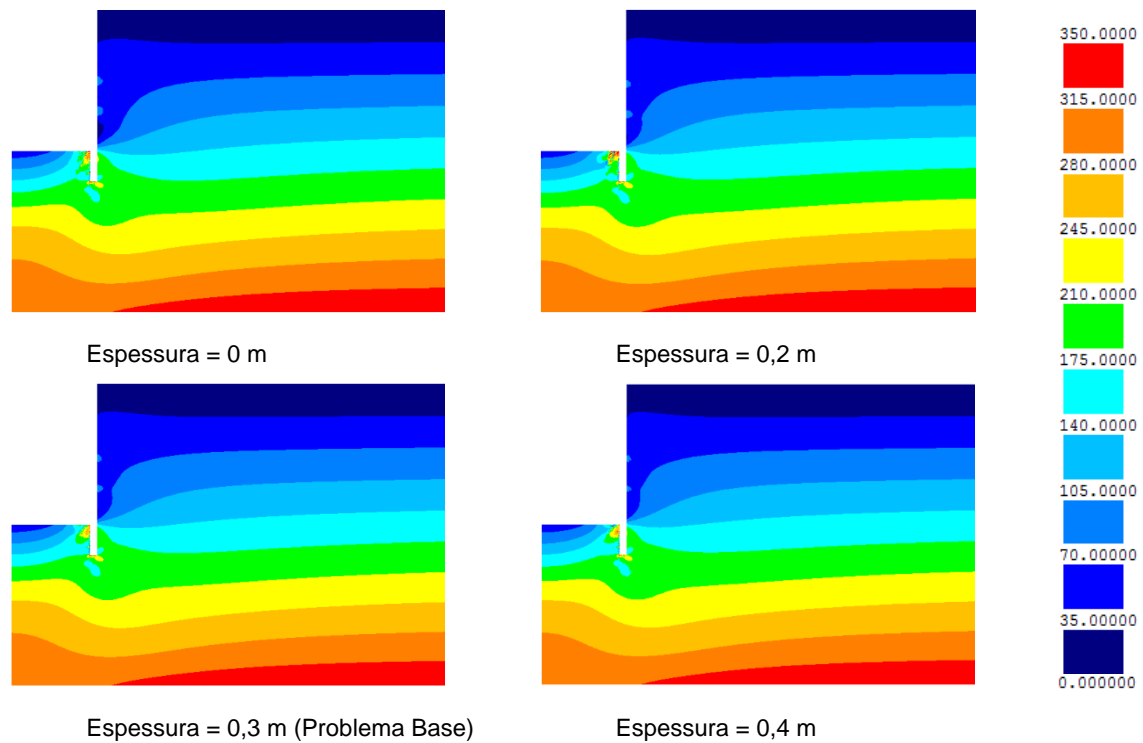


Fig. 5.2 – Tensões horizontais no final da escavação

A figura seguinte ilustra as tensões verticais no final da escavação. Da análise da figura pode concluir-se que a não existência da parede Berlim leva a uma diminuição, no lado suportado, das tensões verticais junto à cortina, pois o levantamento da cortina é mais significativo, levando a um alívio das tensões verticais nessa zona. Ao contrário do que acontece quando existe parede Berlim, em que o peso da cortina vai aumentando com o decorrer da escavação, contrariando assim as tensões tangenciais que se desenvolvem no contacto solo-cortina e que tendem a levantá-la, na contenção simples o peso da cortina mantém-se desde o início dos trabalhos de escavação até ao final da remoção das terras. Desta forma, no final da escavação, o levantamento da cortina será maior na estrutura de contenção simples do que nas contenções mistas devido à ausência da ação do peso da parede tipo Berlim.

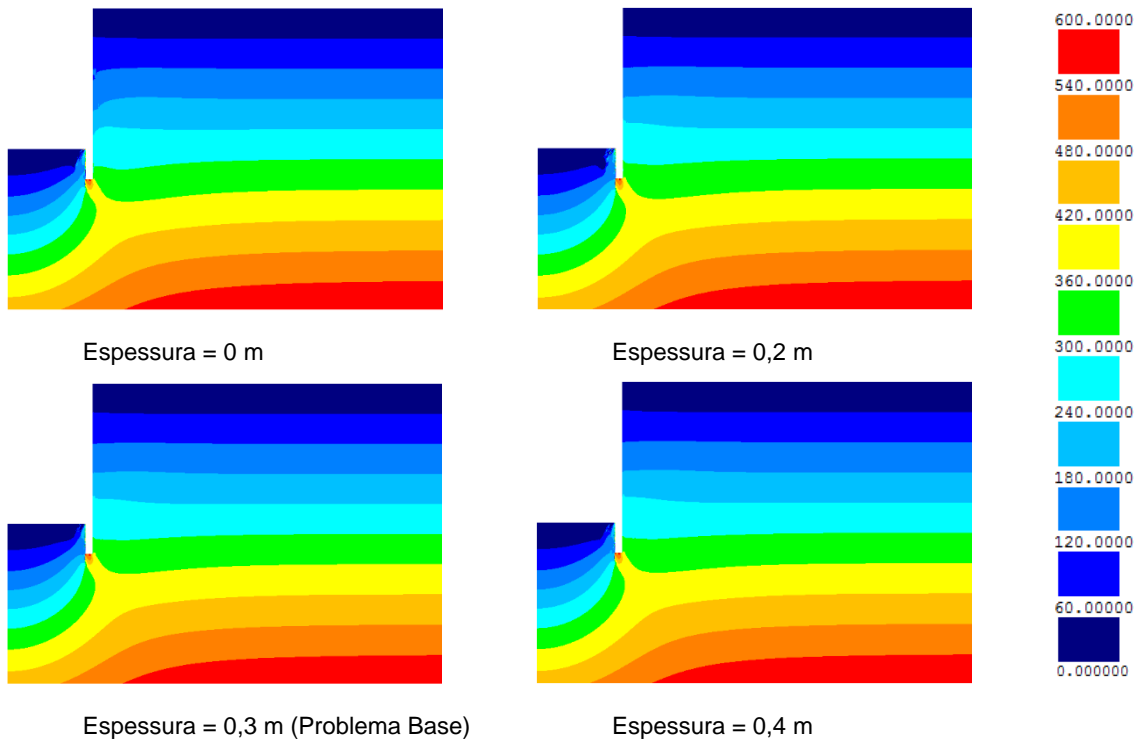


Fig. 5.3 – Tensões verticais no final da escavação

A Fig. 5.4 mostra as tensões de corte nos planos horizontais e verticais no final da escavação. A partir da sua observação conclui-se que quando existe parede Berlim, a sua espessura tem pouca influência na mobilização de tensões de corte nos planos horizontais e verticais. Contudo, quando não existe parede Berlim, a zona onde as direções vertical e horizontal deixam de ser principais é maior, isto é, aumenta a massa de solo em que existem tensões de corte nos planos horizontal e vertical não nulas, nomeadamente no lado suportado abaixo e acima da cota da base da escavação.

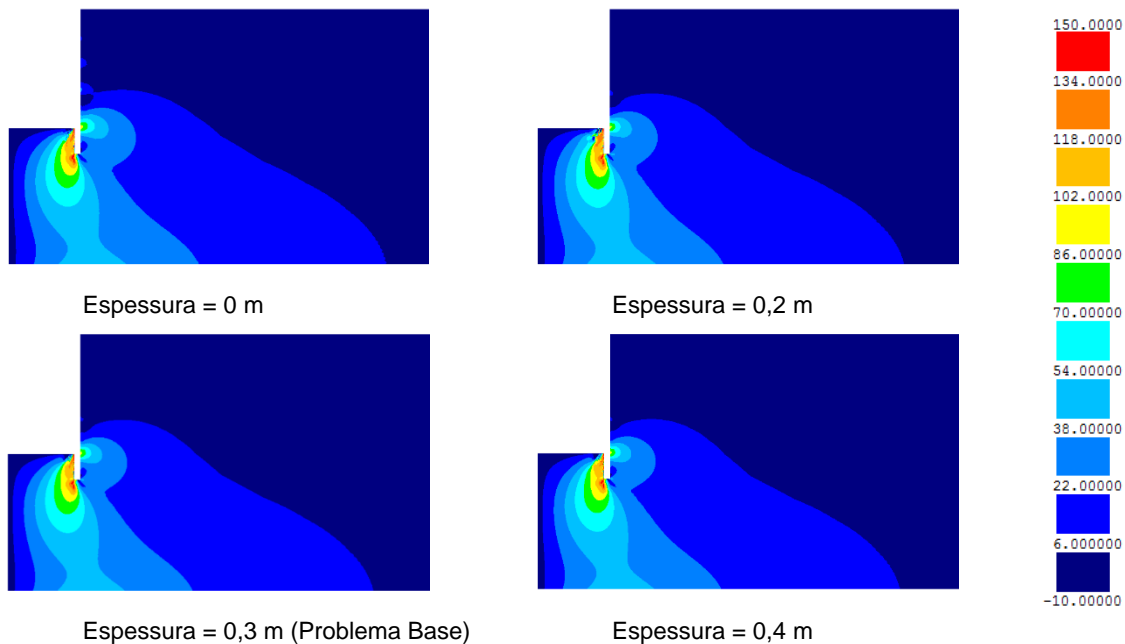


Fig. 5.4 – Tensões de corte nos planos horizontais e verticais (τ_{xy}) no final da escavação

5.2.3. ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS

Passar-se-á agora à análise da influência da espessura da parede Berlim, ou seja, da sua rigidez à flexão, no que se refere aos deslocamentos da cortina de *jet grout* para o interior da escavação. Assim sendo, apresenta-se na figura seguinte os deslocamentos da cortina no final da escavação e no final da construção das lajes.

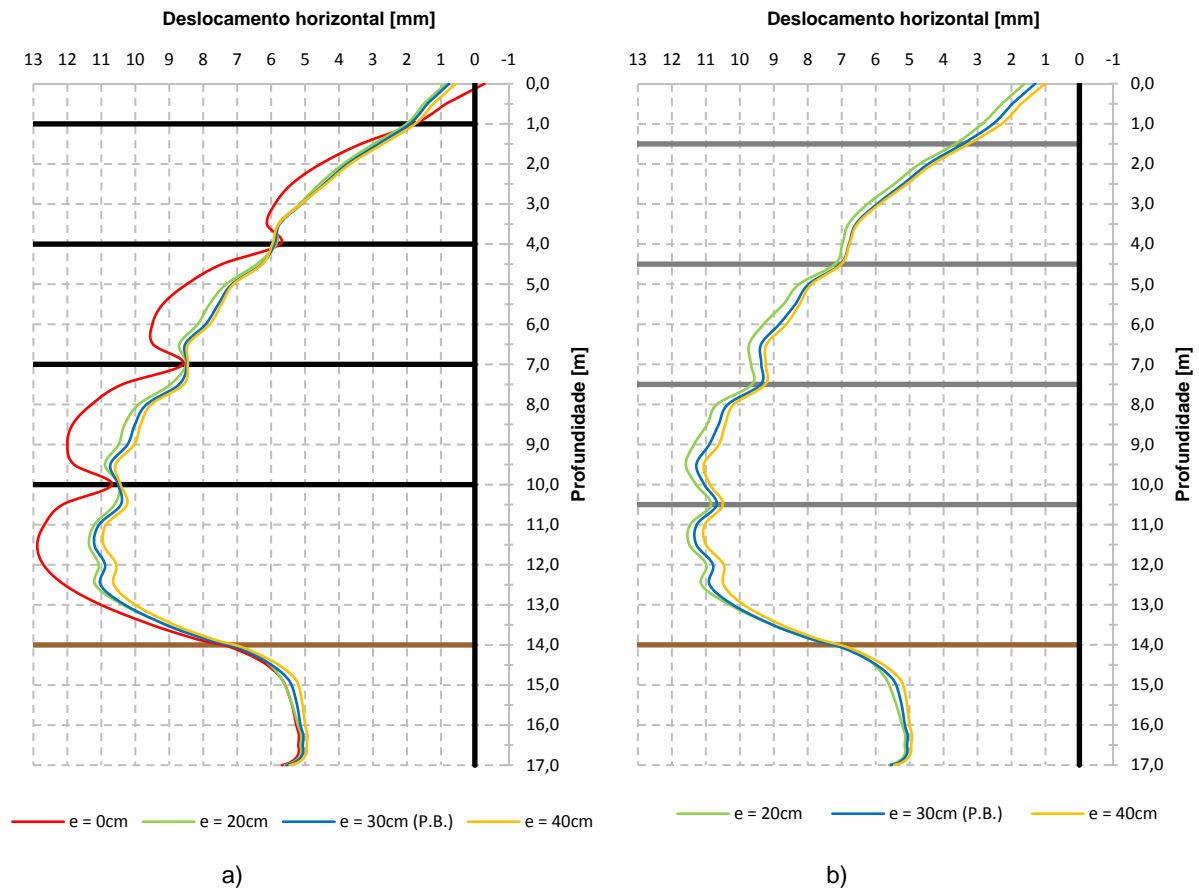


Fig. 5.5 – Deslocamentos horizontais da cortina de *jet grout*: a) final da escavação; b) final da construção das lajes

A partir da análise da figura anterior pode constatar-se que a diminuição da rigidez da parede tipo Berlim faz-se notar por um acréscimo dos deslocamentos da cortina de *jet grout*, como seria de esperar. A não existência da parede Berlim leva a um aumento do deslocamento máximo da cortina em cerca de 15%, correspondendo a 0,09% da profundidade de escavação. Dado que a contenção simples é bastante deformável, verifica-se que a convexidade para a escavação é bastante mais pronunciada que nos casos em que existe parede Berlim. Assim sendo, será de esperar que o efeito de arco neste caso seja também ele mais pronunciado que nos casos em que a solução é mista. Observa-se também que a rotação da cortina em torno do primeiro nível de escoras é maior que nos casos em que a solução é mista, sendo que, no topo, a cortina vai mesmo contra o solo suportado. Tal como acontecia no problema base, a construção das lajes leva a que o deslocamento máximo da cortina deixe de ocorrer apenas abaixo do último nível de escoras, passando também a ocorrer entre o terceiro e quarto níveis de escoras.

Analisados os deslocamentos laterais da cortina, seguir-se-á a análise dos deslocamentos induzidos pela escavação à superfície do lado suportado.

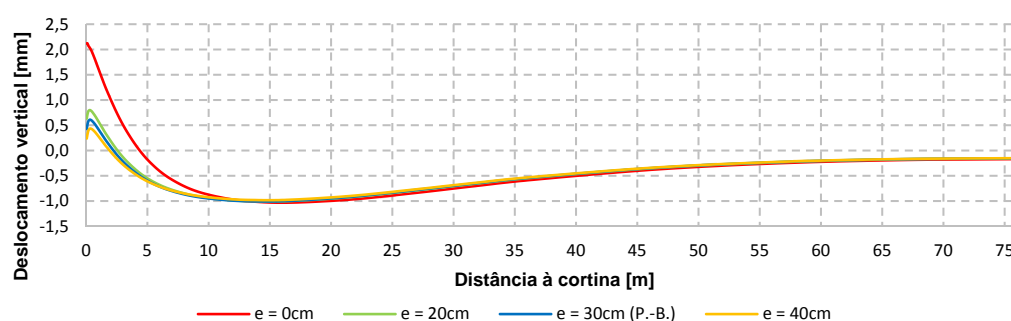


Fig. 5.6 – Deslocamentos verticais à superfície do terreno suportado no final da escavação

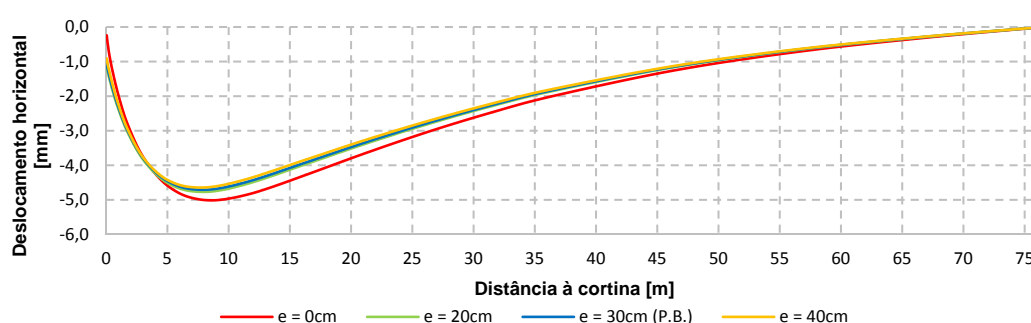


Fig. 5.7 – Deslocamentos horizontais da superfície do terreno suportado no final da escavação

No que se refere aos deslocamentos verticais (Fig. 5.6), pode constatar-se novamente que o facto de não existir parede Berlim leva a que o movimento ascendente da cortina seja mais significativo. Desta forma, caso não haja parede Berlim, o levantamento da cortina à superfície é cerca de 4 vezes maior que caso exista parede Berlim com 0,3 m de espessura. Todavia, independentemente da existência ou não da parede Berlim, o assentamento máximo à superfície é idêntico para as quatro situações.

No que concerne aos deslocamentos horizontais conclui-se que quanto menor a rigidez à flexão da parede Berlim, logo da estrutura de contenção, maior é o deslocamento horizontal máximo verificado à superfície, pois, como se viu anteriormente, maiores são os deslocamentos laterais da cortina para o interior do corte. A não existência da parede Berlim leva a um aumento não só do deslocamento horizontal máximo em 6%, comparativamente com o problema base, mas também da distância à cortina onde ele ocorre.

5.2.4. ANÁLISE DOS ESFORÇOS NOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

5.2.4.1. Esforços axiais nas escoras e lajes

Na figura seguinte apresenta-se a evolução do esforço axial em cada escora ao longo da escavação para as diferentes rigidezes à flexão da parede Berlim traduzidas pelas diferentes espessuras da mesma. Globalmente, a evolução do esforço axial nas escoras apresenta o mesmo andamento. Para a situação de não haver parede Berlim, o esforço axial é menor, que nas restantes situações, para as escoras 2, 3 e 4. Este

facto está diretamente ligado à variação do diagrama de pressões de terras sobre a cortina do lado suportado, como se verá adiante, o qual é significativamente diferente no caso sem parede tipo Berlim, dada a muito maior flexibilidade da estrutura de contenção neste caso.

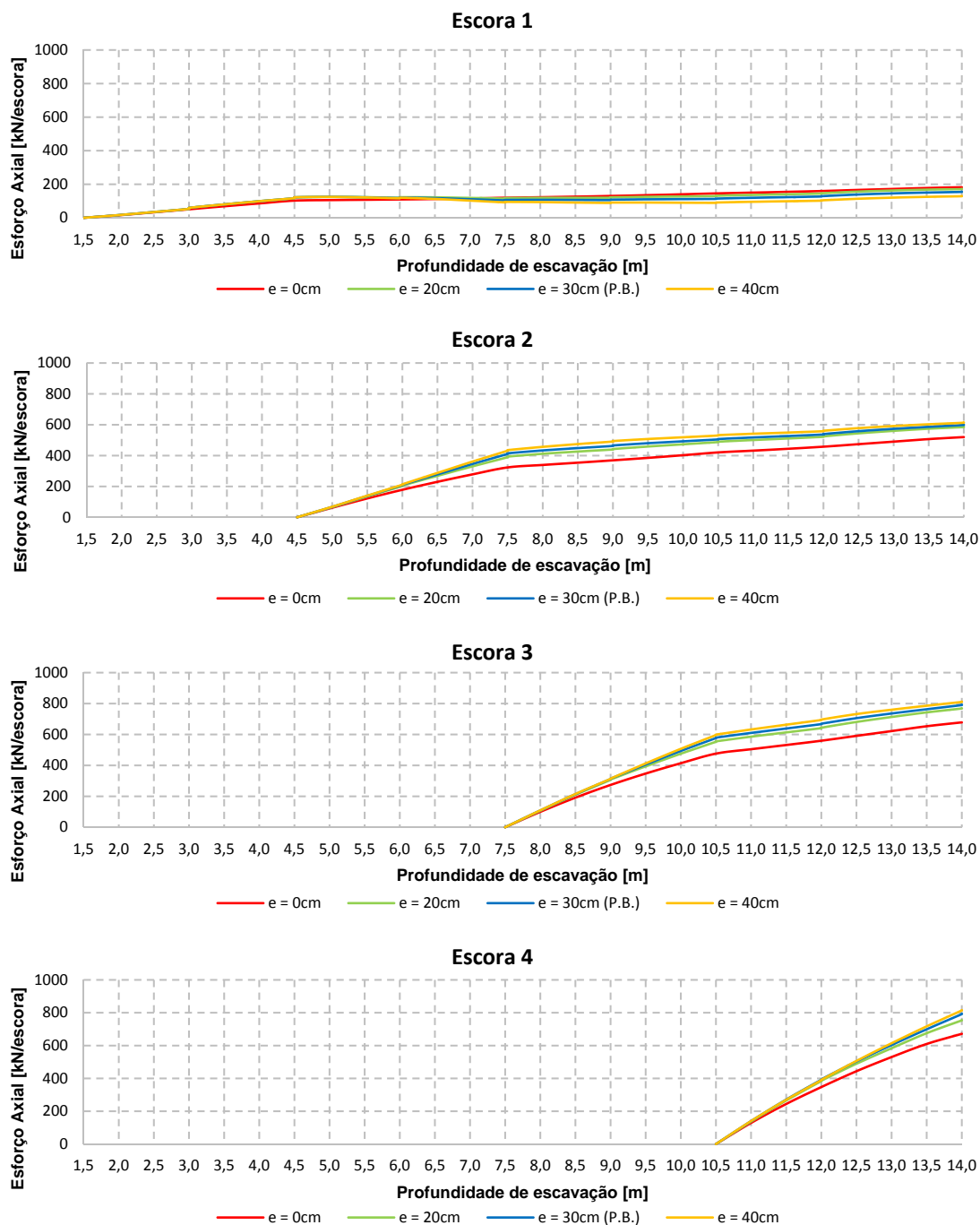


Fig. 5.8 – Esforços axiais nas 4 escoras ao longo da escavação

Para essas mesmas escoras, à medida que a rigidez da parede Berlim aumenta, maiores são os esforços nelas instalados. A evolução dos esforços nas escoras e nas lajes com a substituição do sistema de escoamento provisório pelo definitivo, segue o mesmo andamento que o já comentado no capítulo anterior (ver Fig. 4.28).

5.2.4.2. Momentos fletores na parede de *jet grout*

A figura seguinte mostra a distribuição dos momentos fletores ao longo da parede de *jet grout* no final da escavação e no final da construção das lajes. No caso de estudo em que a rigidez à flexão da parede Berlim é nula, isto é, no caso em que não existe parede Berlim ($e = 0$ m) observa-se que o diagrama de momentos tem a configuração típica de uma laje contínua. O momento máximo negativo ocorre sobre a escora 3 e o momento máximo positivo ocorre abaixo do último nível de escoras (zona de maior vão entre apoios - escora 4 e zona abaixo da cota da escavação onde atua a resultante das pressões passivas). Caso exista parede Berlim, os picos de momentos negativos deixam de ser tão significativos na zona escorada e o momento máximo negativo ocorre ao nível da base da escavação (zona onde a contenção passa a ser simples) e é tanto maior, quanto menor a espessura da parede Berlim, pois quanto maior a espessura desta, mais esforços ela “absorve” aliviando a parede *jet grout*.

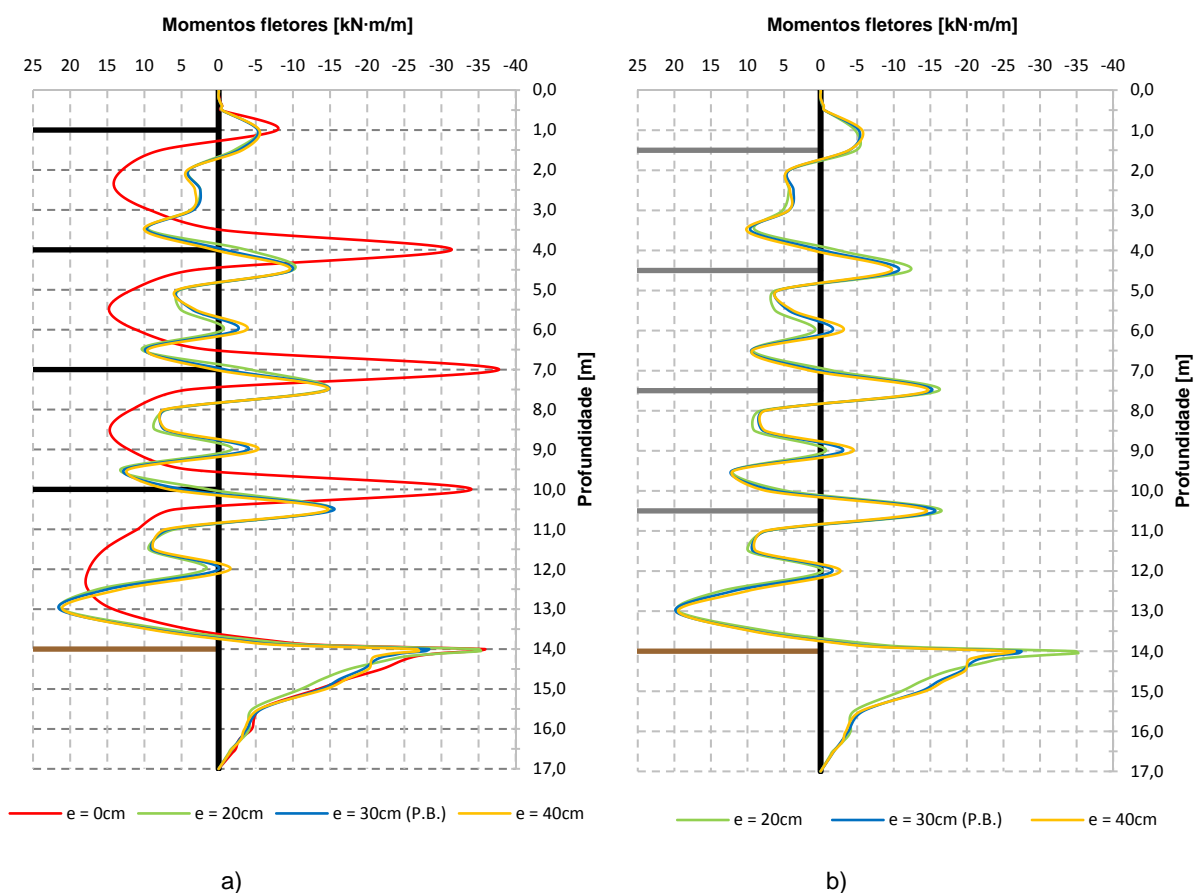


Fig. 5.9 – Diagrama de momentos fletores na parede de *jet grout*: a) no final da escavação; b) no final da construção das lajes

5.2.4.3. Momentos fletores na parede tipo Berlim definitiva

Na Fig. 5.10 apresenta-se o diagrama de momentos na parede Berlim, quer no final da escavação, quer no final da construção das lajes. Observando a figura pode concluir-se que, como seria de prever, quanto maior a espessura (mais rígida a parede é) maiores são os momentos nela instalados. Com a construção das lajes verifica-se que existe um aumento dos momentos fletores máximos negativos devido à alteração das cotas dos apoios da estrutura de contenção, como se viu no capítulo anterior.

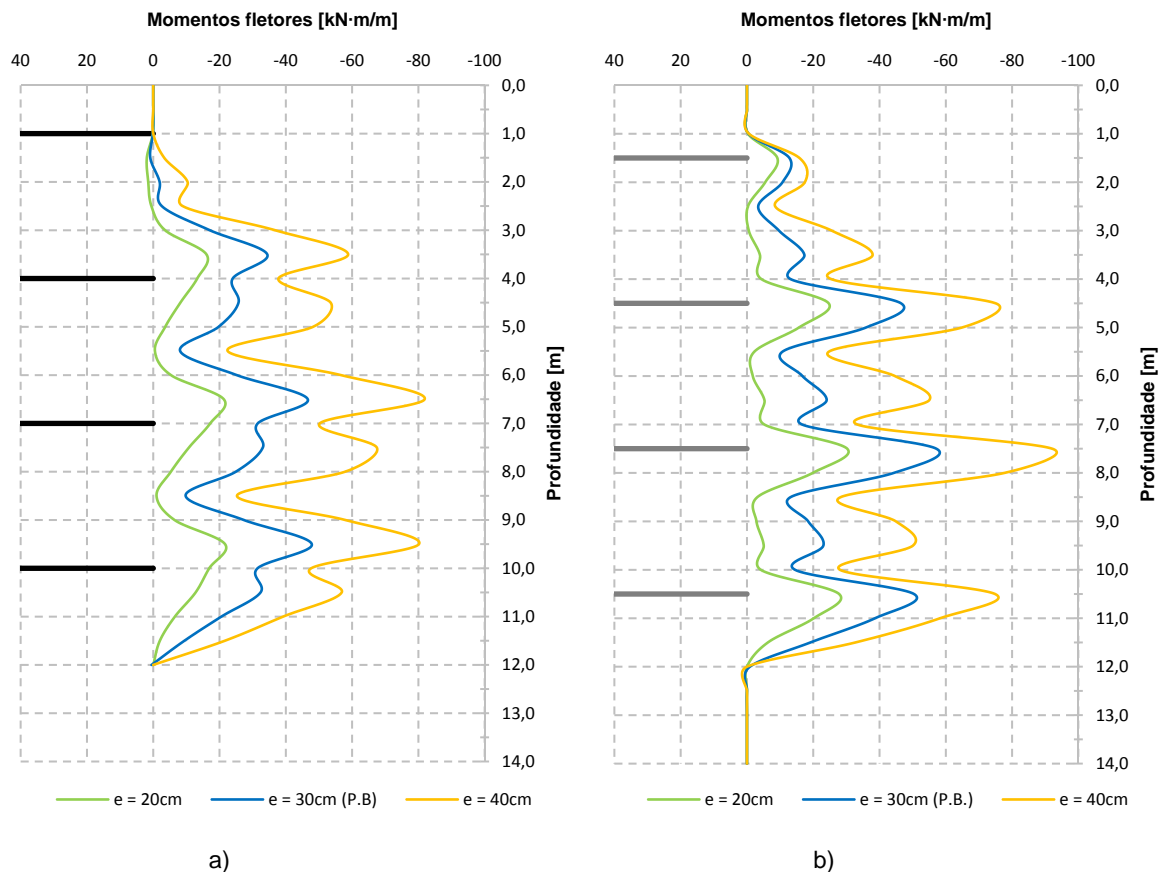


Fig. 5.10 – Diagrama de momentos fletores na parede tipo Berlim definitiva: a) no final da escavação; b) no final da construção das lajes

5.2.5. ANÁLISE DAS PRESSÕES DE TERRAS SOBRE AS FACES DA CORTINA

Na Fig. 5.11 ilustram-se as pressões de terras exercidas sobre a face da parede do lado suportado. Analisando a respetiva figura conclui-se que a rigidez da parede Berlim tem pouca influência sobre a distribuição das pressões de terras. Contudo, no caso em que não existe parede tipo Berlim observa-se que a distribuição das pressões em profundidade adquire uma nova configuração. Para além disto, nota-se que o efeito de arco ganha mais significado, pois, como a estrutura de contenção é mais deformável (ver Fig. 5.5 a)), a ocorrência mais intensa de deslocamentos diferenciais entre zonas do solo suportado, leva a uma maior mobilização de tensões de corte na zona de contacto entre apoios e a remanescente. Desta forma, encontrando-se os deslocamentos da zona escorada restringidos pela rigidez axial das escoras e os deslocamentos da zona abaixo da cota da base da escavação restringidos pelo solo não escavado em frente à cortina, a ausência da parede Berlim conduz a uma maior transferência de tensões por efeito de arco para essas zonas. Este facto reflete-se no valor das forças de compressão axial nas escoras, como atrás se referiu.

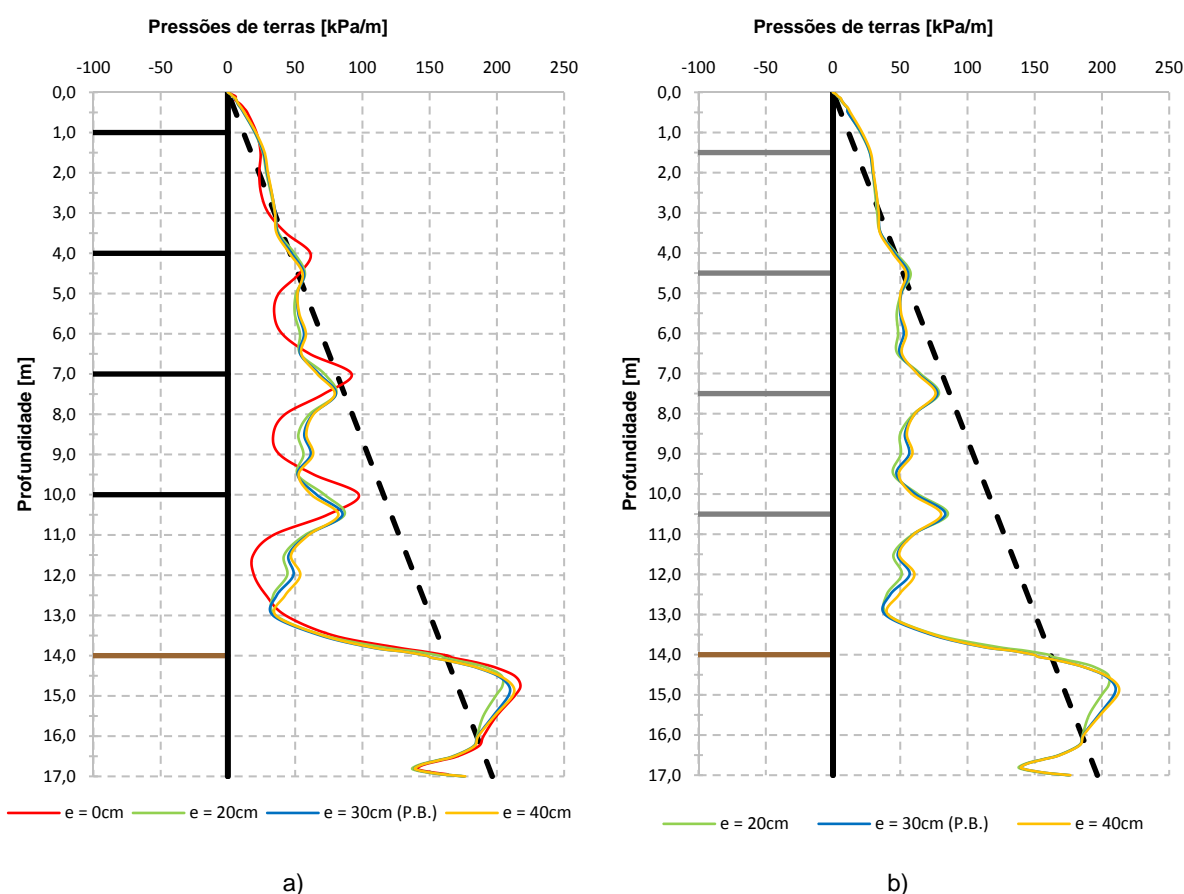


Fig. 5.11 – Pressões de terras sobre a face da cortina do lado suportado: a) no final da escavação; b) no final da construção das lajes

5.3. INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ À FLEXÃO DA PAREDE DE JET GROUT

5.3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Neste subcapítulo será estudada a influência da rigidez à flexão da parede que é construída previamente ao início dos trabalhos de remoção das terras, alterando o perfil metálico utilizado, mantendo o seu espaçamento (1,1 m). Para tal, foram realizadas duas variantes ao problema base considerando, por um lado, uma rigidez equivalente da parede de *jet grout* 2,29 vezes menor (perfil HEB160) e, por outro, 1,98 vezes maior (perfil HEB240). Recordando, no problema base foi utilizado o perfil HEB200.

5.3.2. ANÁLISE DO ESTADO DE TENSÃO

A Fig. 5.12 mostra as colorações dos níveis de tensão no final da escavação para os três casos de estudo (problema base e variantes). Observando a referida figura pode constatar-se, que as diferenças situam-se principalmente no lado suportado, pois é aí que a influência da rigidez à flexão cortina tem mais impacto. Desta forma, no caso da contenção com o perfil HEB160 verifica-se que, relativamente ao problema base, houve um aumento dos níveis de tensão a meia altura de escavação, enquanto que, no caso do perfil HEB240, houve uma diminuição no nível de tensão no solo adjacente à cortina a cerca de meia altura, pois, como a cortina é menos deformável, o aumento da tensão de desvio é menor que no problema base que, por sua vez, é menor que no caso com o perfil HEB160.

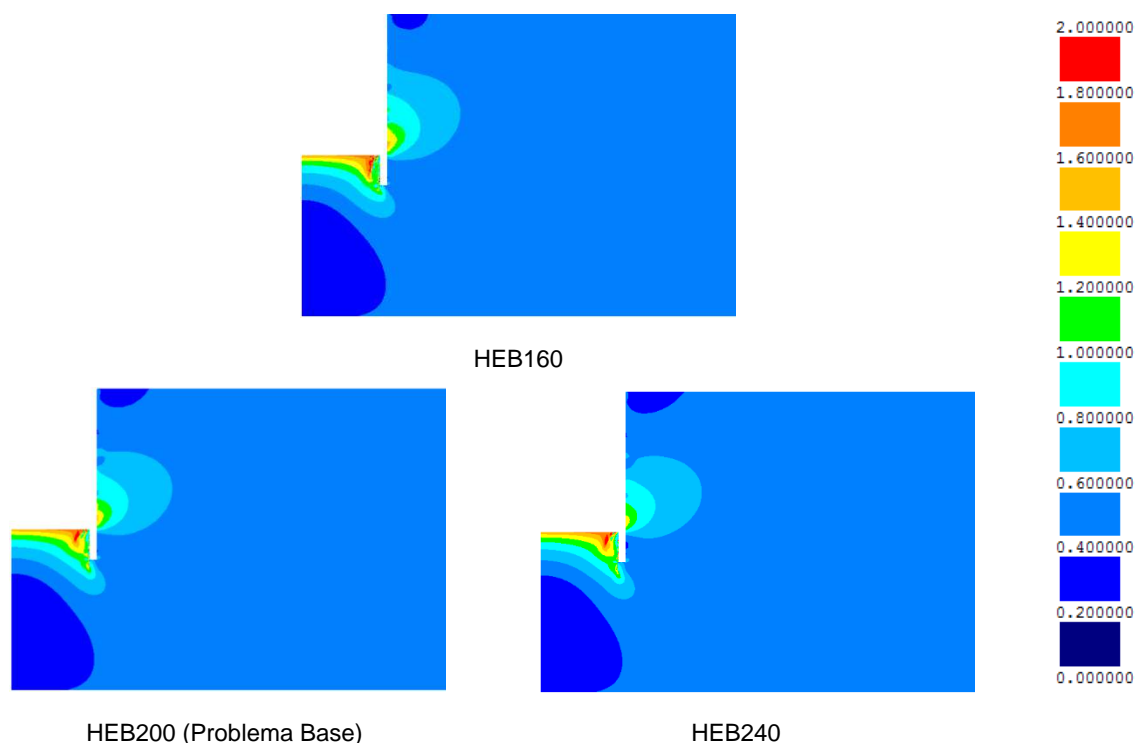


Fig. 5.12 – Níveis de tensão no final da escavação

No que concerne às tensões horizontais (Fig. 5.13), verifica-se que, na contenção menos rígida (perfil HEB160), a massa de solo em que ocorreu diminuição da tensão horizontal, no lado suportado, é maior do que no problema base, pois a cortina, ao ser mais deformável, desloca-se mais para o interior da escavação e, por conseguinte, a tensão horizontal diminui na zona entre apoios e aumenta na zona dos apoios. Pelo contrário, na contenção mais robusta (perfil HEB240) observa-se não só que a diminuição da tensão horizontal na zona entre apoios não é tão expressiva como no problema base, mas também que, o aumento destas tensões na zona das escoras não é tão significativo, pois neste caso o efeito de arco não é tão intenso. No lado escavado, verifica-se que a contenção menos robusta conduz a maiores tensões efetivas horizontais, ao longo de toda a altura enterrada da parede, do que o problema base.

Passando agora à análise das tensões na direção vertical, analisando a Fig. 5.14, observa-se que do lado suportado, na contenção menos robusta, existe um aumento das tensões verticais no solo adjacente à cortina, sendo maiores que as de repouso. Isto deve-se ao facto da diminuição das tensões horizontais (normais às cortina) levar à diminuição das tensões tangenciais que aí se desenvolvem. Assim sendo, a estrutura de contenção tende a apresentar um movimento descendente, carregando o solo no lado suportado. A contenção mais robusta, por conferir uma menor descompressão do solo suportado, leva a que o movimento ascendente da cortina seja mais significativo do que o verificado no problema base. Este maior levantamento da cortina leva a que exista uma diminuição da tensão efetiva vertical, no lado suportado e junto à cortina, perto da profundidade máxima de escavação.

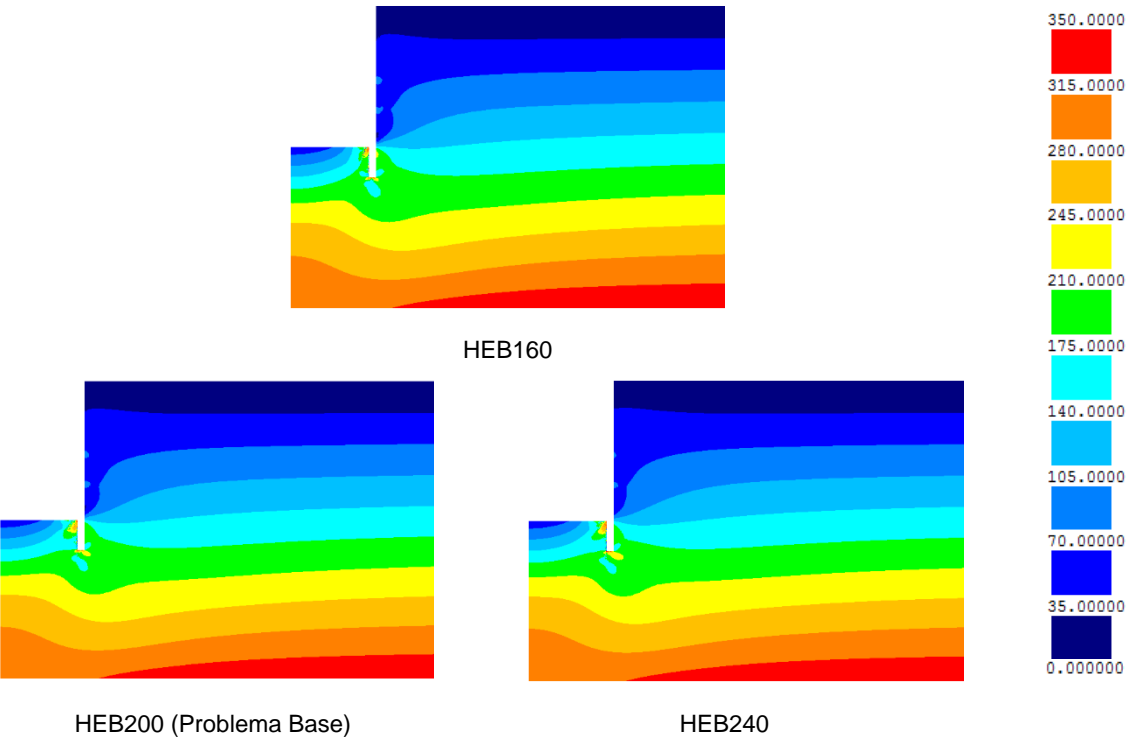


Fig. 5.13 – Tensões horizontais no final da escavação

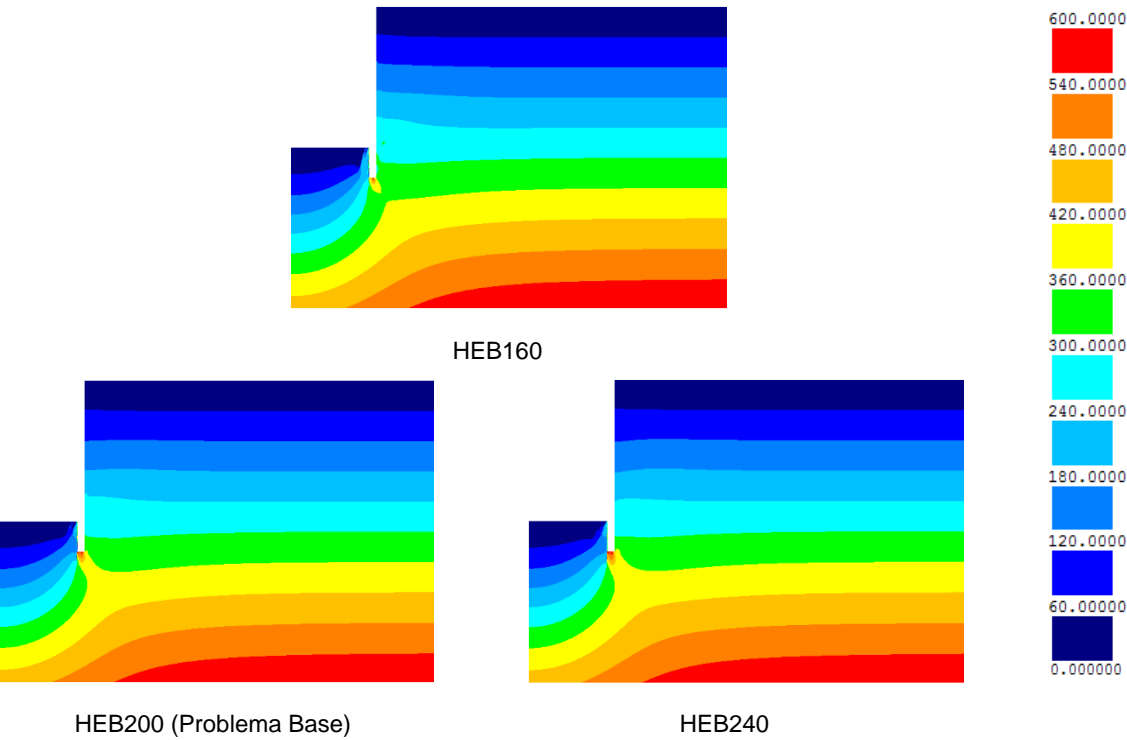


Fig. 5.14 – Tensões verticais no final da escavação

Na figura seguinte encontram-se ilustradas as tensões de corte nos planos horizontais e verticais no final da escavação para os três casos em estudo. Analisando a figura constata-se que, do lado suportado, quanto mais rígida é a estrutura de contenção (perfil mais robusto), menores são as tensões de corte nos planos horizontais e verticais mobilizadas no solo. O mesmo acontece do lado escavado junto à estrutura de contenção.

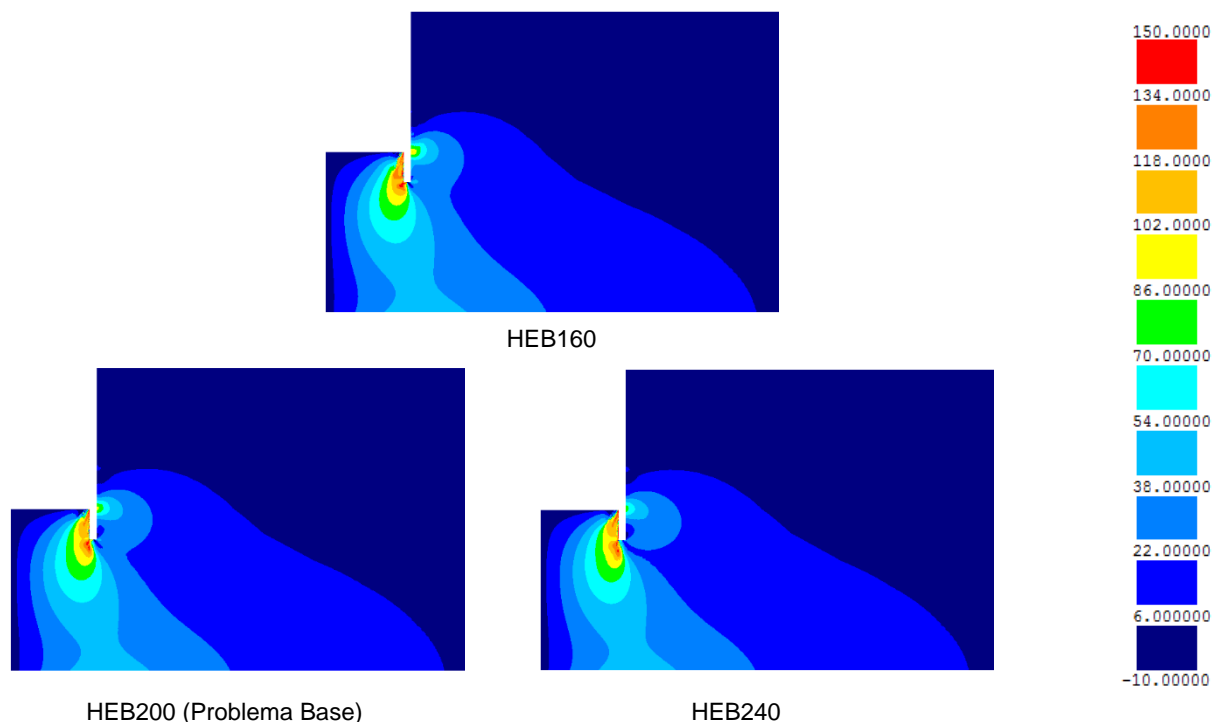


Fig. 5.15 – Tensões de corte nos planos horizontais e verticais no final da escavação

5.3.3. ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS

A figura 5.16 mostra os deslocamentos da cortina de *jet grout* após o término dos trabalhos de escavação e após a construção das lajes. Analisando a Fig. 5.16 a) pode verificar-se que a redução para mais de metade da rigidez da parede de *jet grout* conduz a um aumento de 4,6% do deslocamento máximo. Pelo contrário, o aumento da rigidez para quase o dobro, leva a uma diminuição do deslocamento máximo em 3,2%. Observa-se também um aumento da convexidade da curva dos deslocamentos da contenção menos rígida, assim como um aumento dos deslocamentos diferenciais entre as várias zonas da cortina, pelo que será de esperar um maior efeito de arco nesta contenção (perfil HEB160). Com a construção das lajes verifica-se, à semelhança dos casos anteriores, que o deslocamento aumenta e passa a ocorrer a duas profundidades distintas.

No que diz respeito à influência da rigidez à flexão da parede de *jet grout* nos deslocamentos dos pontos à superfície do terreno suportado, apresenta-se na Fig. 5.17 e na Fig. 5.18 os deslocamentos verticais (assentamentos) e horizontais, respetivamente, desses pontos. Analisando a primeira pode verificar-se que a cortina mais robusta tem um maior movimento ascendente que as restantes, enquanto que a cortina menos robusta chega mesmo a apresentar um movimento descendente, levando consigo o solo que lhe é adjacente. Excluindo o assentamento da cortina menos rígida junto a esta, observa-se que, independentemente da rigidez à flexão, o assentamento máximo é aproximadamente o mesmo e, ocorre aproximadamente à mesma distância da cortina.

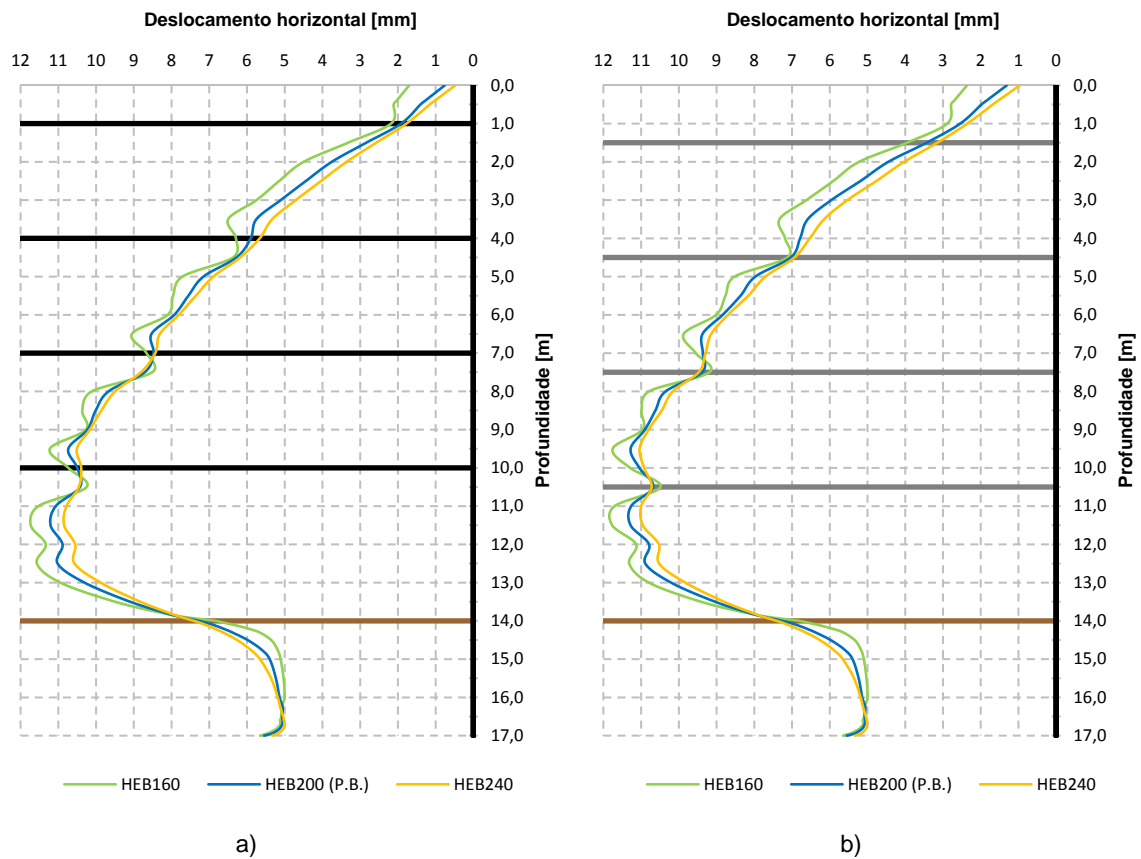


Fig. 5.16 – Deslocamentos horizontais da cortina de *jet grout*. a) final da escavação; b) final da construção das lajes

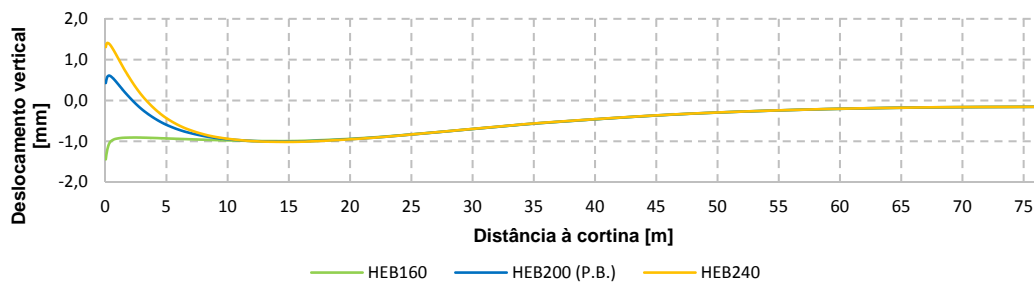


Fig. 5.17 – Deslocamentos verticais à superfície do terreno suportado no final da escavação

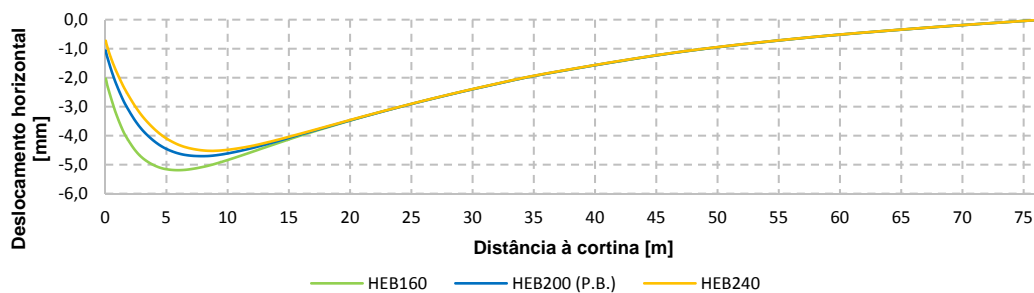


Fig. 5.18 – Deslocamentos horizontais da superfície do terreno suportado no final da escavação

Observando a Fig. 5.18 conclui-se que à medida que a rigidez da parede de *jet grout* diminui, diminui também a distância à cortina onde ocorre o deslocamento horizontal máximo. Este deslocamento aumenta com a diminuição da rigidez devido ao aumento do deslocamento da contenção.

5.3.4. ANÁLISE DOS ESFORÇOS NOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

5.3.4.1. Esforços axiais nas escoras e lajes

A influência da rigidez à flexão da parede de *jet grout* nos esforços axiais das escoras apresenta a mesma tendência que influência da rigidez à flexão da parede Berlim, pelo que não será aqui analisada.

5.3.4.2. Momentos fletores na parede de *jet grout*

Na Fig. 5.19 mostram-se os diagramas de momentos fletores no final da escavação e no final da construção das lajes. Da análise da figura pode concluir-se que quando o perfil vertical da parede de *jet grout* é mais robusto, maiores são os momentos ao longo desta parede. Observa-se também que ao contrário do que acontecia em 5.2.4.2, a rigidez da parede de *jet grout* tem grande influência na distribuição dos momentos ao longo da altura enterrada, pois nesta zona, a estrutura de contenção é constituída apenas pela parede de *jet grout*. Observando a Fig. 5.19 b), verifica-se que a construção das lajes leva a uma ligeira diminuição dos momentos máximos positivo e negativo. Comparando a Fig. 5.19 com a Fig. 5.9, consta-se que, como é óbvio, as variações na rigidez à flexão da parede de *jet grout* tem mais influência nos momentos desta do que as variações na rigidez à flexão da parede tipo Berlim definitiva.

5.3.4.3. Momentos fletores na parede tipo Berlim definitiva

A Fig. 5.20 ilustra a distribuição dos momentos fletores ao longo da parede Berlim no final da escavação e no final da construção das lajes. A partir da sua observação pode verificar-se o efeito contrário ao que acontece na parede de *jet grout* com as variações na sua rigidez. Assim, o aumento da robustez do perfil metálico vertical leva a uma diminuição dos momentos fletores na parede tipo Berlim, pois à medida que a parede de *jet grout* é menos deformável, esta tem tendência a “absorver” mais esforços, aliviando, portanto, a parede Berlim. À semelhança do que acontecia em 5.2.4.3, a construção das lajes conduz a maiores esforços na parede Berlim do que no final da escavação. Comparando a Fig. 5.20 com a Fig. 5.10, verifica-se que as variações na rigidez à flexão da parede de *jet grout* tem menos influência nos momentos fletores da parede Berlim do que as variações na rigidez à flexão desta, como seria de esperar.

5.3.5. ANÁLISE DAS PRESSÕES DE TERRAS SOBRE AS FACES DA CORTINA

A Fig. 5.21 ilustra as pressões de terras sobre a face da cortina do lado suportado. Nesta figura pode confirmar-se mais uma vez que à medida que a estrutura de suporte é menos rígida, maior é a presença do efeito de arco. A observação da figura permite verificar novamente que em contenções menos robustas ocorre um maior alívio de tensões nas partes que mais se deformam e, consequentemente, ocorre uma maior concentração de tensões nas zonas que menos se deformam (zona das escoras, zona do lado suportado cujo solo em frente à cortina não foi retirado e topo da cortina).

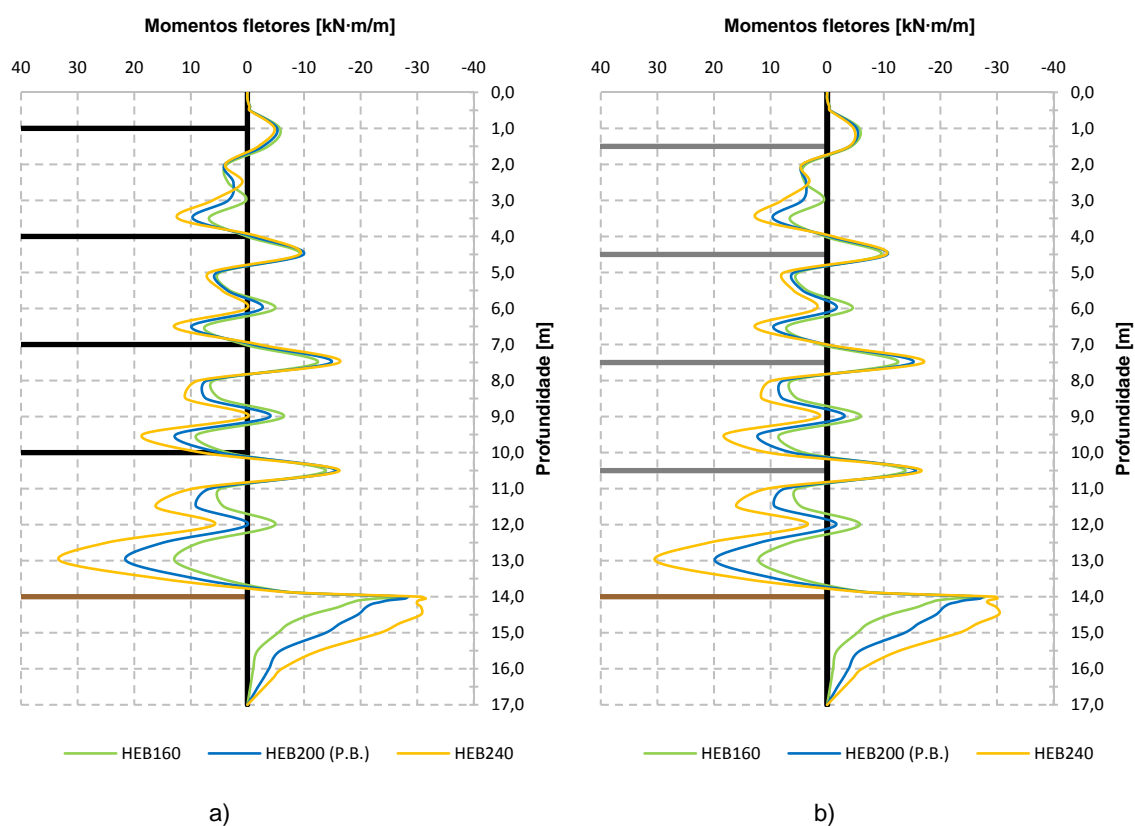


Fig. 5.19 – Diagrama de momentos fletores na parede de *jet grout*: a) no final da escavação; b) no final da construção das lajes

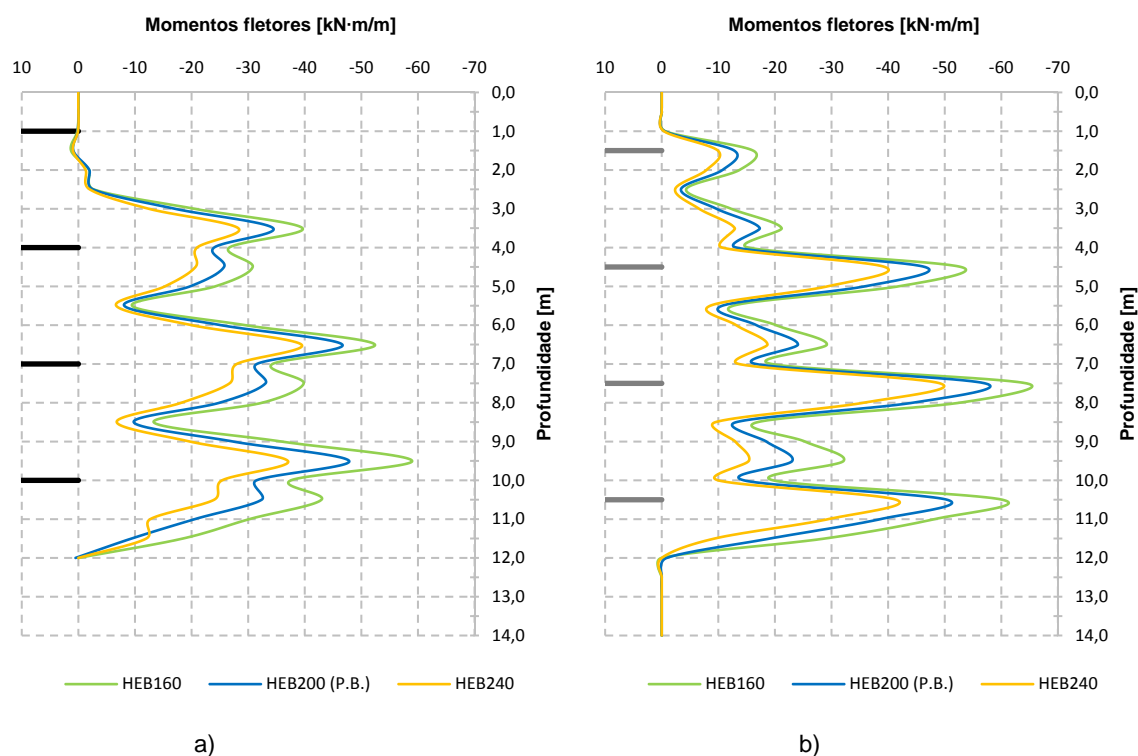


Fig. 5.20 – Diagrama de momentos fletores na parede tipo Berlim definitiva: a) no final da escavação; b) no final da construção das lajes

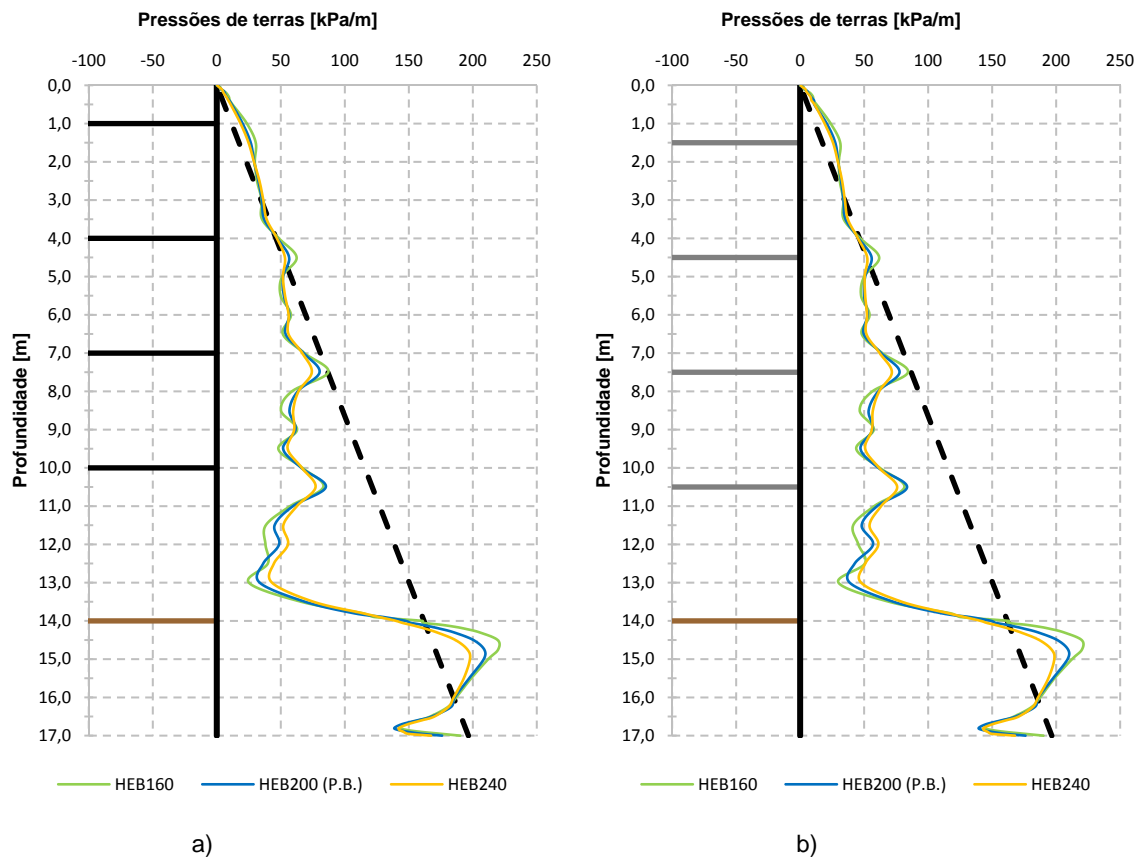


Fig. 5.21 – Pressões de terras sobre a face da cortina do lado suportado: a) no final da escavação; b) no final da construção das lajes

5.4. INFLUÊNCIA DOS NÍVEIS DE ESCORAMENTO

5.4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

De modo a perceber a influência dos níveis de escoramento no comportamento global da escavação, realizou-se um estudo, a partir do problema base, alterando apenas o número dos níveis de escoramento, passando-o de quatro para três (ver Fig. 5.22). Note-se, contudo, que os níveis das lajes de betão mantêm-se, uma vez que os pés-direitos das caves não estão necessariamente relacionados com os vãos entre os apoios (escoras) na fase de escavação. Assim sendo, a sequência de construção das lajes e desativação das escoras passa a ser a seguinte:

- i. Construção da laje 1 (ver Fig. 4.8) e após esta ter ganho resistência suficiente procede-se à desativação da escora 3;
- ii. Construção da laje 2 (ver Fig. 4.8);
- iii. Construção da laje 3 (ver Fig. 4.8) e após esta ter ganho resistência suficiente procede-se à desativação da escora 2;
- iv. Construção da laje 4 (ver Fig. 4.8) e após esta ter ganho resistência suficiente procede-se à desativação da escora 1.

A redução dos níveis de escoramento levou a que, relativamente ao problema base, as escoras tivessem de ser reforçadas, pois a estrutura de contenção ficou com menos um apoio. Assim sendo, apresentam-se no quadro 5.2 as novas características das escoras para o presente caso de estudo.

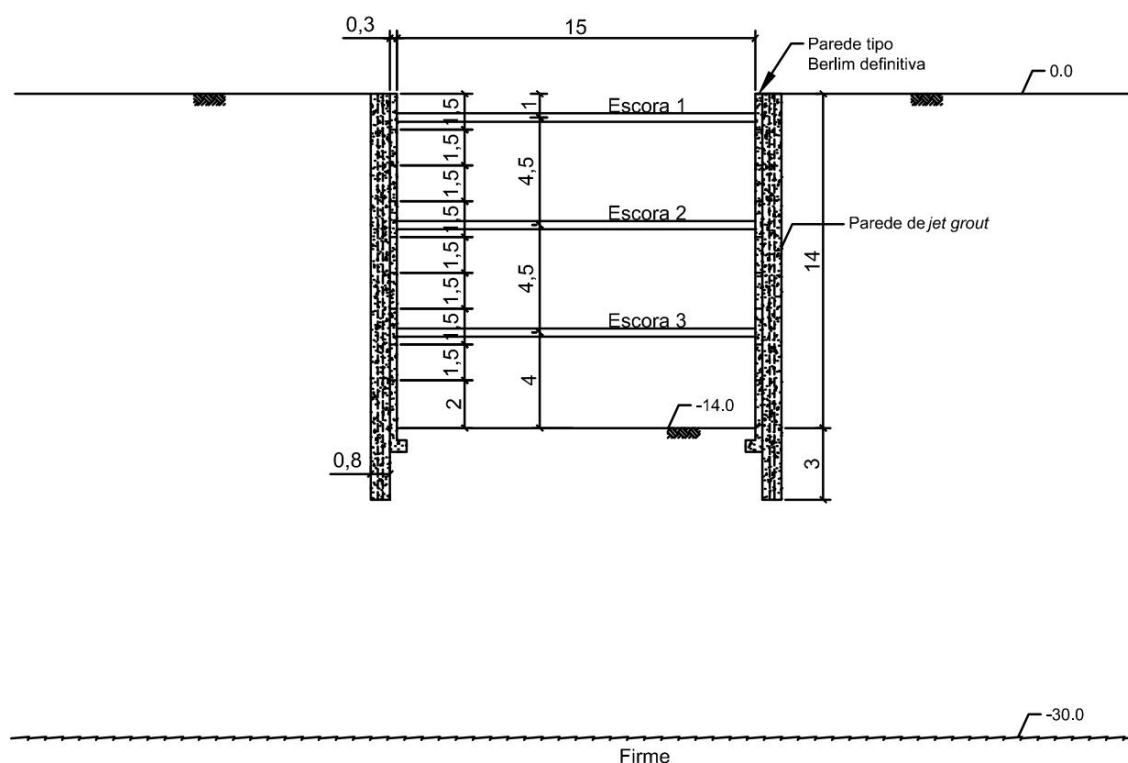


Fig. 5.22 – Características gerais do caso de estudo com três níveis de escoramento

Quadro 5.2 – Características das escoras para o caso de estudo de 3 níveis de escoramento

Escora	Profundidade [m]	Perfil	Diâmetro exterior [mm]	Espessura [mm]
1	1,0	D 355,6 / 12,5	355,6	12,5
2	5,5	D 355,6 / 25,0	355,6	25,0
3	10,0	D 355,6 / 25,0	355,6	25,0

5.4.2. ANÁLISE DO ESTADO DE TENSÃO

A Fig. 5.23 mostra os níveis de tensão instalados no maciço no final da escavação e no final da construção das lajes para o problema base e para o presente caso de estudo (3 escoras). Dado que o que diferencia o presente caso de estudo do problema base é o número de apoios da estrutura de suporte entre as profundidades de 1,0 m e 10,0 m, é de esperar que as principais diferenças no comportamento global da escavação ocorram nesta zona, embora possam existir também diferenças acima dos 1,0 m e abaixo dos 10,0 m, pois, quer os deslocamentos, os momentos e as pressões de terras nestas zonas estão dependentes do comportamento entre as profundidades 1,0 m e 10,0 m. Observando a referida figura pode verificar-se que do lado escavado a solução com 3 escoras leva a uma ligeira diminuição do nível de tensão, quer no final da escavação, quer no final da construção das lajes. Por outro lado, no terreno suportado a contenção com 3 escoras leva a um aumento do nível de tensão, quer no final da escavação, quer no final da construção das lajes, à exceção da zona adjacente à cortina à cota da última escora em que ocorre uma diminuição do nível de tensão devido à redistribuição de tensões que leva a uma maior

concentração de tensões nessa zona (comparativamente ao problema base) e, consequentemente, à redução do nível de tensão (devido ao menor aumento da tensão de desvio). Esta redução do nível de tensão verifica-se tanto no final da escavação como no final da construção das lajes.

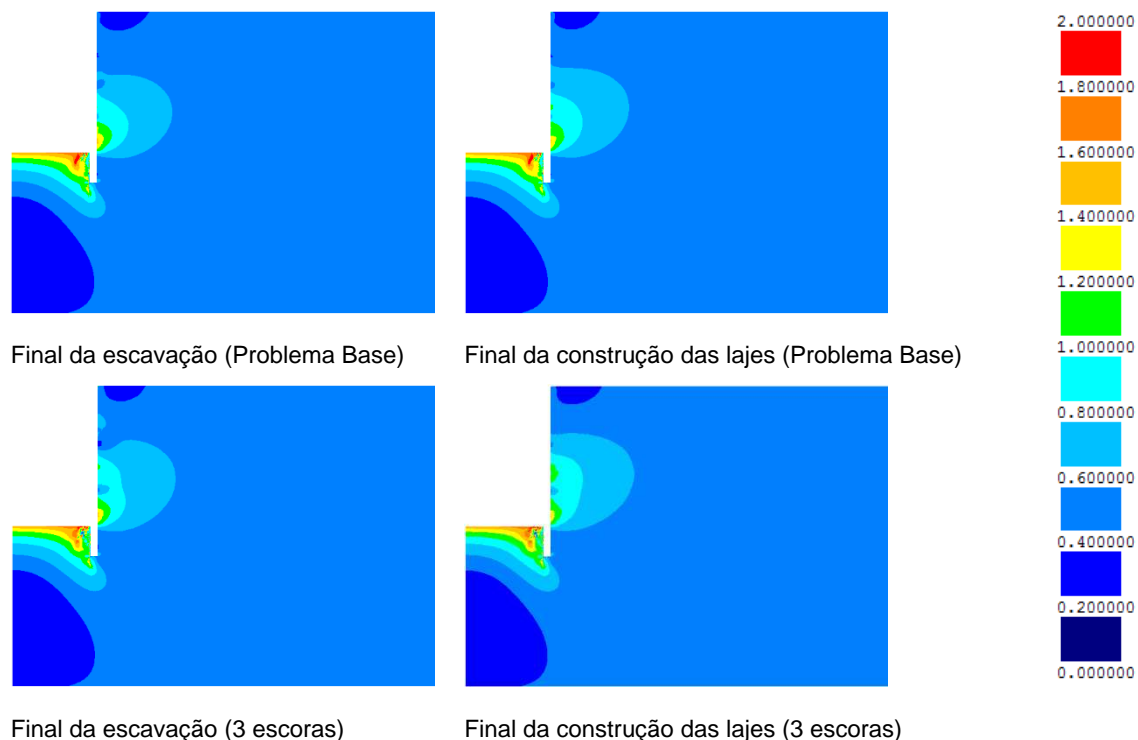


Fig. 5.23 – Níveis de tensão no final da escavação e no final da construção das lajes

No que se refere às tensões horizontais, a partir da análise da Fig. 5.24, observa-se que, do lado escavado, estas tensões são pouco alteradas pela redução dos níveis de escoramento. Do lado suportado, pode verificar-se que existe uma maior concentração de tensões, ao nível da última escora que é colocada em serviço, na contenção com 3 escoras do que no problema base. Esta concentração advém do facto de ocorrer efeito de arco mais significativo entre a sua cota e as zonas adjacentes. Verifica-se também, que a cerca de 3,0 m de profundidade junto à cortina, ao contrário do problema base, ocorre uma diminuição das tensões horizontais, no final da escavação, comparativamente ao problema base. Todavia, após a construção das lajes constata-se que as tensões a essa profundidade (aproximadamente) são mais elevadas que as de repouso.

Passando agora à análise das tensões verticais (ver Fig. 5.25) conclui-se que apenas ocorrem ligeiras alterações, relativamente ao problema base, na zona compreendida entre os 1,0 m e 10,0 m em que, existe uma maior diminuição destas tensões junto à cortina.

Por fim, no que diz respeito às tensões de corte nos planos horizontais e verticais, a partir da Fig. 5.26 verifica-se que, no solo subjacente à escavação, praticamente não ocorrem diferenças nas tensões de corte nos planos horizontais e verticais. Por outro lado, na contenção que é suportada por 3 escoras, verifica-se um aumento (relativamente ao problema base) das tensões de corte nos planos horizontais e verticais no solo adjacente à cortina acima da cota correspondente à última escora a ser colocada em serviço (-10,0 m). Para além disto, aumenta a massa de solo para o interior do solo suportado em que as direções vertical e horizontal deixam de ser direções principais.

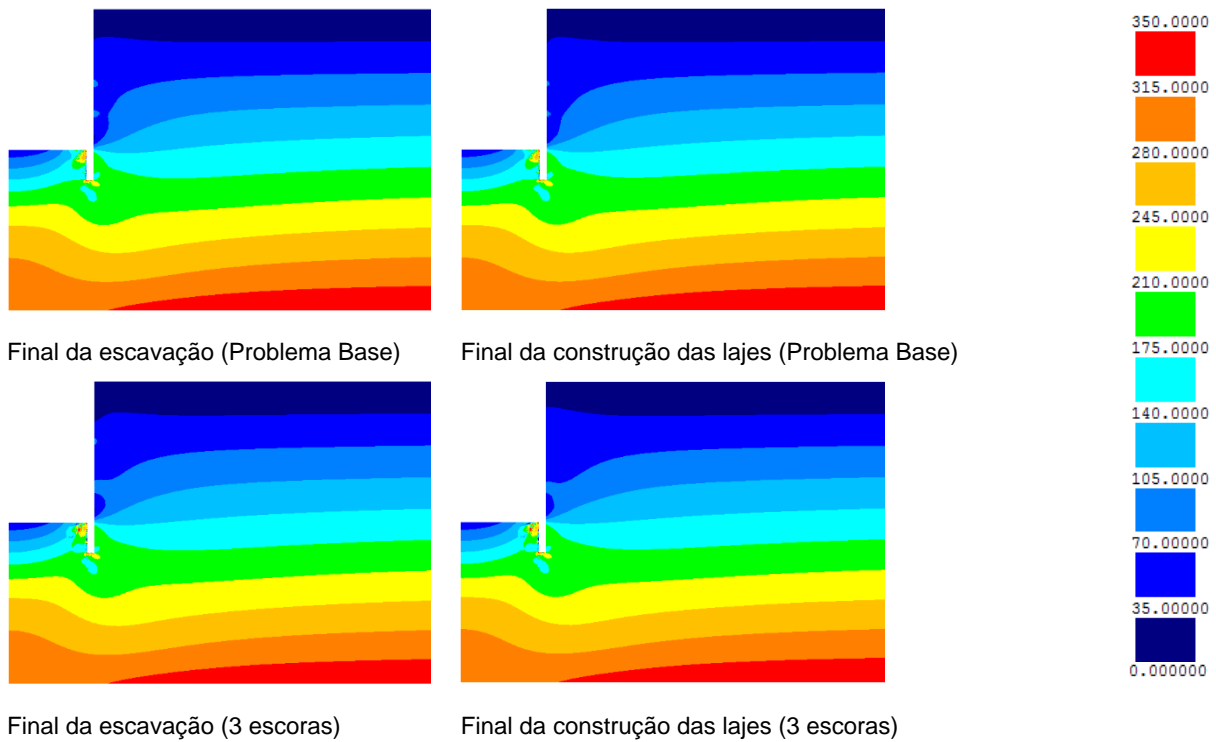


Fig. 5.24 – Tensões horizontais no final da escavação e no final da construção das lajes

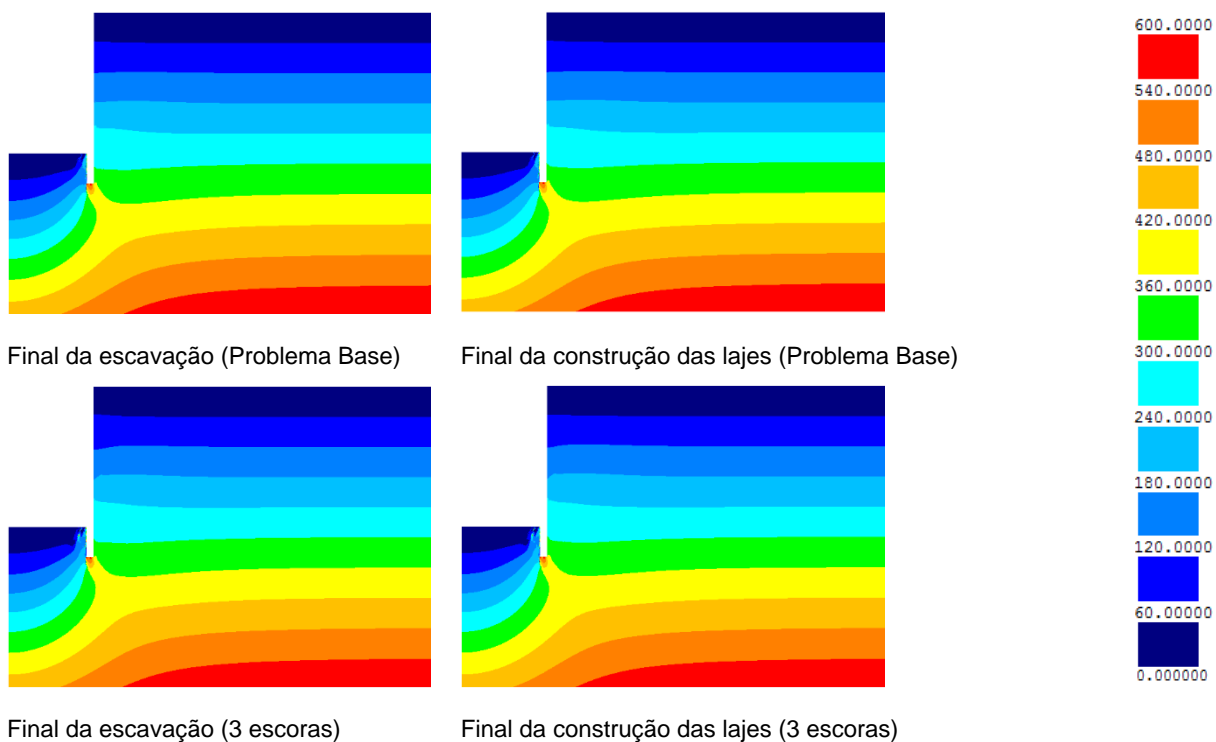


Fig. 5.25 – Tensões verticais no final da escavação e no final da construção das lajes

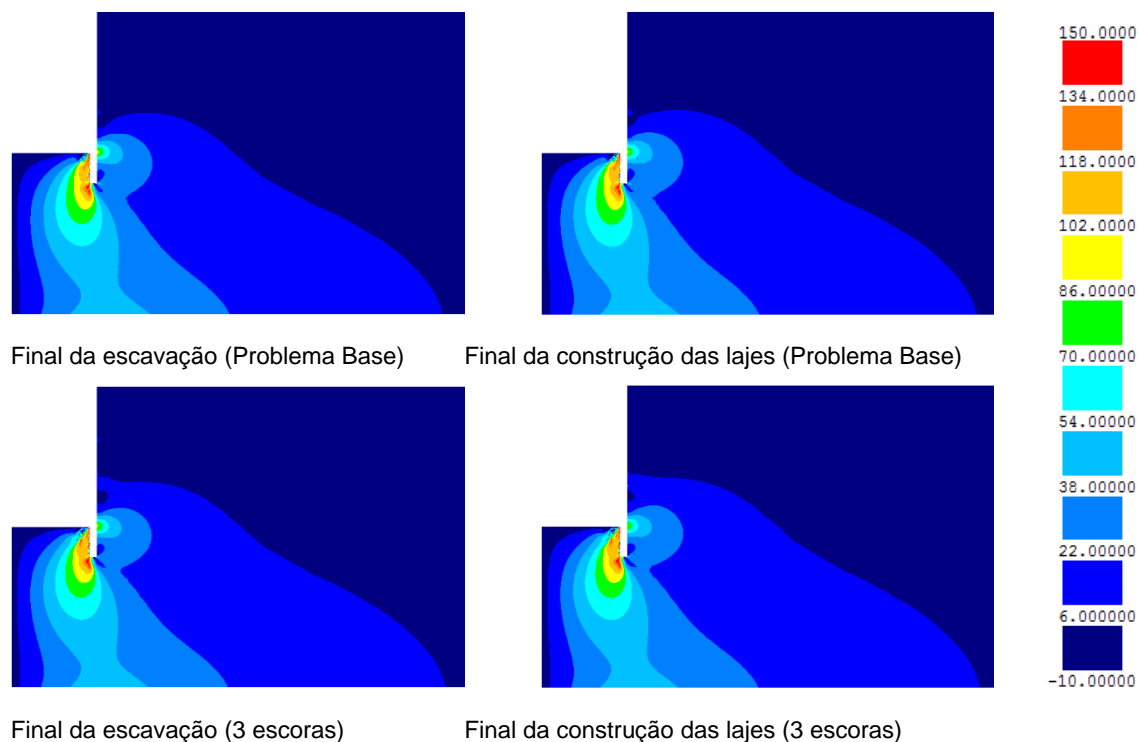


Fig. 5.26 – Tensões de corte nos planos horizontais e verticais (τ_{xy}) no final da escavação e no final da construção das lajes

5.4.3. ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS

Na Fig. 5.27 mostram-se os deslocamentos da estrutura de contenção no final da escavação e no final da construção das lajes. Como se pode observar, os principais aumentos dos deslocamentos ocorrem na zona entre 1,0 m de profundidade e os 10,0 m, pois é aí que se faz sentir com mais intensidade a redução de um nível de escoramento. Analisando a figura pode verificar-se que com menos um apoio, a estrutura de contenção apresenta um deslocamento máximo no final da escavação ligeiramente menor (11,02 mm) ocorrendo aos 8,5 m de profundidade. No entanto, a área compreendida entre a curva dos deslocamentos e a posição inicial da cortina é maior, pelo que o deslocamento médio também o é. Assim sendo, serão de esperar deslocamentos à superfície do terreno suportado maiores quando a contenção é suportada com 3 escoras do que com 4 escoras. Para além disto, verifica-se também que na contenção com 3 escoras, a curva dos deslocamentos apresenta uma maior convexidade para a escavação, pois os vãos entre apoios são maiores, o que conduz a uma maior deformabilidade da contenção entre esses apoios. Assim sendo, será de esperar que o efeito de arco seja mais significativo na contenção com 3 escoras. Com a construção das lajes, a contenção com 3 escoras passa a apresentar um maior deslocamento máximo (11,89 mm) que a contenção com 4 escoras. Enquanto que com a construção das lajes o deslocamento máximo horizontal da contenção com 4 escoras aumenta 0,62%, na contenção com 3 escoras o aumento é de 7,9%. Este considerável aumento do deslocamento máximo na contenção com 3 escoras ocorre quando a escora 2 é desativada, pois a diferença de cotas entre apoios, antes e depois da colocação das lajes, é maior do que na contenção com 4 escoras em que as lajes estão aproximadamente à mesma cota que as escoras estavam antes de serem desativadas. Por fim, como seria de prever, os deslocamentos abaixo da base da escavação são pouco afetados pela redução de um apoio na fase de remoção de terras.

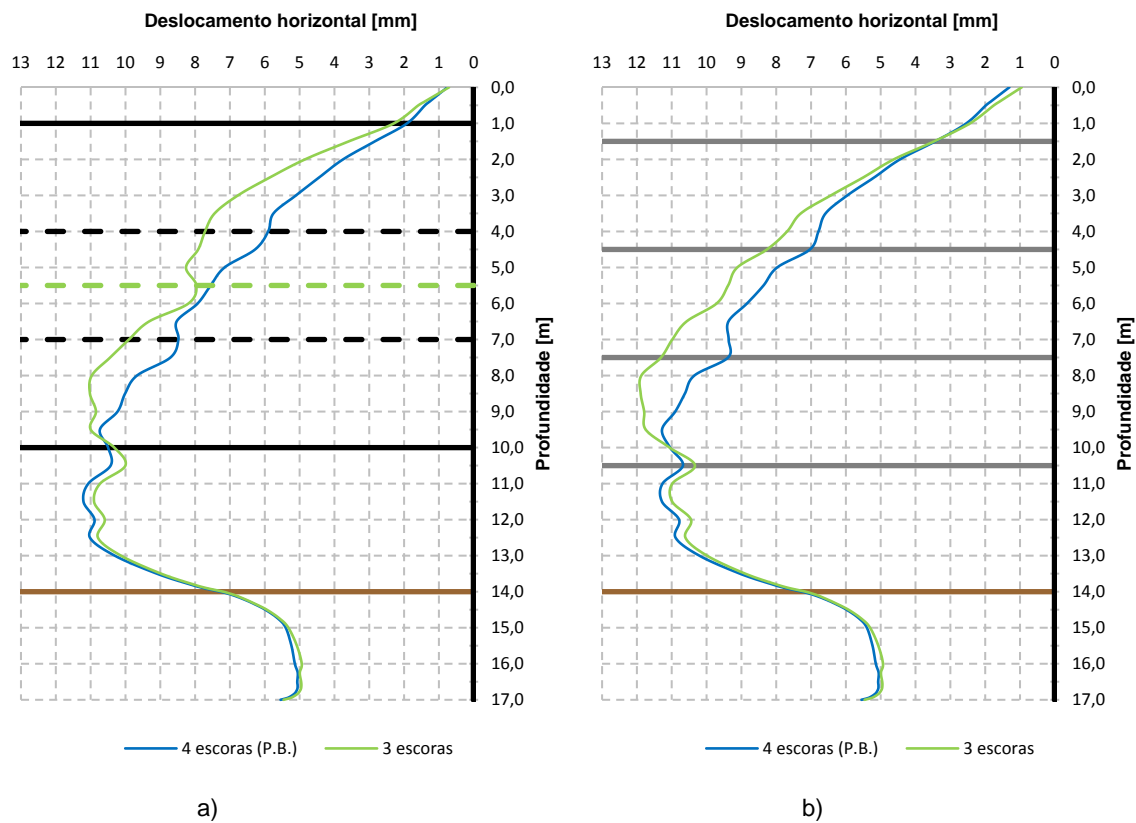


Fig. 5.27 – Deslocamentos horizontais da cortina de *jet grout*. a) no final da escavação; b) no final da construção das lajes

No que se refere aos deslocamentos à superfície do terreno suportado (Fig. 28 à Fig. 31), pode verificar-se o que se previa na análise dos deslocamentos laterais da estrutura de suporte: na contenção suportada por 3 escoras os movimentos à superfície (deslocamentos horizontais e verticais) são maiores que na contenção suportada com 4 escoras, pelo que os danos infligidos em estruturas que confinam com a escavação serão, à partida, mais gravosos.

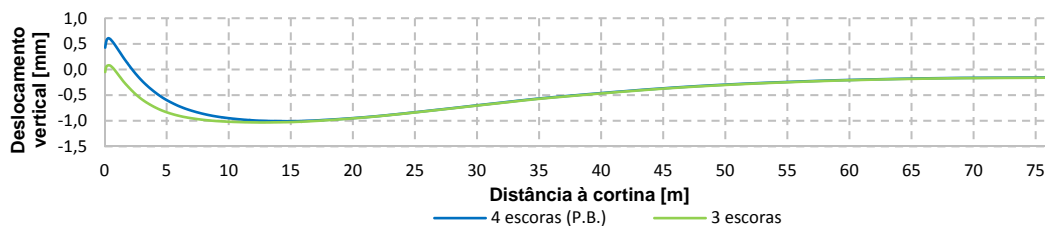


Fig. 5.28 – Deslocamentos verticais à superfície do terreno suportado no final da escavação

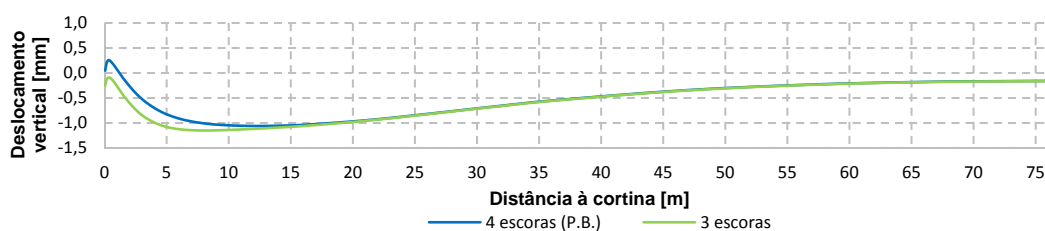


Fig. 5.29 – Deslocamentos verticais à superfície do terreno suportado no final da construção das lajes

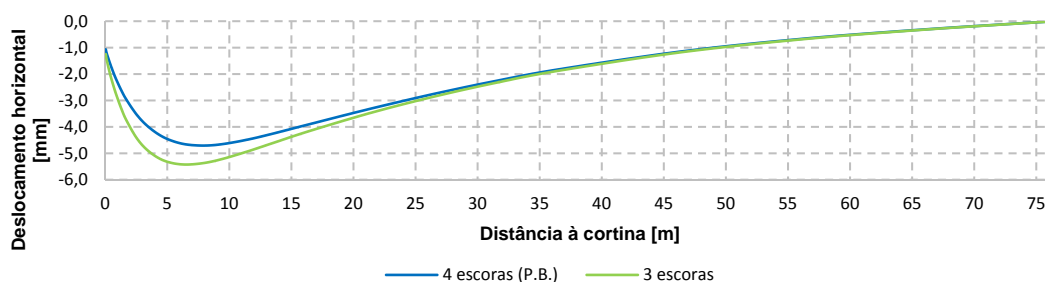


Fig. 5.30 – Deslocamentos horizontais à superfície do terreno suportado no final da escavação

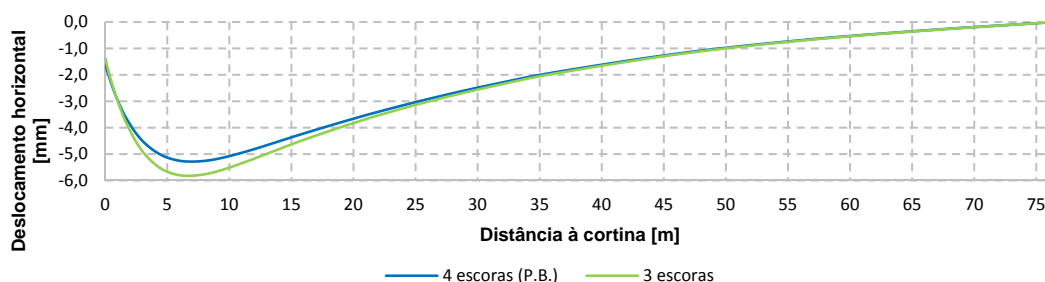


Fig. 5.31 – Deslocamentos horizontais à superfície do terreno suportado no final da construção das lajes

5.4.4. ANÁLISE DOS ESFORÇOS NOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

5.4.4.1. Esforços axiais nas escoras e lajes

Na Fig. 5.32 e na Fig. 5.33 estão representados, respectivamente, a evolução, ao longo da escavação, dos esforços nas escoras que constituem o sistema de escoramento da contenção analisada no problema base e na contenção suportada por menos um apoio. Da sua análise pode verificar-se que, como seria de prever, as escoras da contenção do presente caso de estudo têm maiores esforços axiais instalados que as escoras do problema base. Verifica-se também que, ao longo da escavação, a primeira e última escora de cada contenção apresentam a mesma evolução, assim como a escora 2 do presente caso de estudo apresenta a mesma evolução que as escoras 2 e 3 do problema base. No que diz respeito à construção das lajes, uma vez que o número de escoras é diferente do número de lajes, existem algumas diferenças relativamente ao problema base. Dado que a escora 2 só é desativada após a construção das lajes 1, 2 e 3, quando a laje 2 é construída (fase 2 – ver quadro 4.6) esta tem esforço axial nulo e o esforço axial da escora 2 mantém-se, pois não ocorreu qualquer desativação de escoras, logo, não existe qualquer deformação da cortina para o interior da escavação que possa comprimir a laje 2. Após a construção da laje 3 e posterior desativação da escora 2 (quando a laje 3 tiver resistência suficiente), o esforço axial instalado nesta é transmitido para as lajes mais próximas (laje 2 e 3). À semelhança do que acontecia no problema base, o esforço axial das lajes 1 e 3 vai diminuindo com o decorrer da construção das lajes seguintes. Para além disto, verifica-se também que o esforço axial da escora 3, ao ser desativada após a construção da laje 1, é repartido pela escora à cota imediatamente superior (escora 2) e pela respetiva laje (laje 1), tal como no problema base.

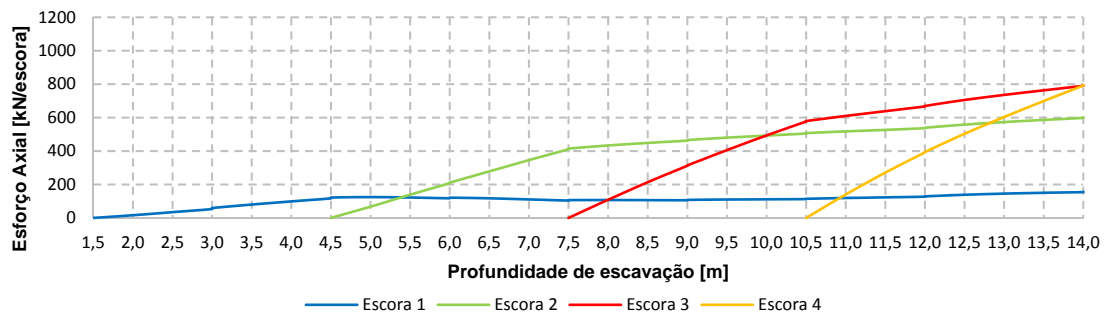


Fig. 5.32 – Evolução do esforço axial (compressão) nas escoras ao longo da escavação – Problema Base

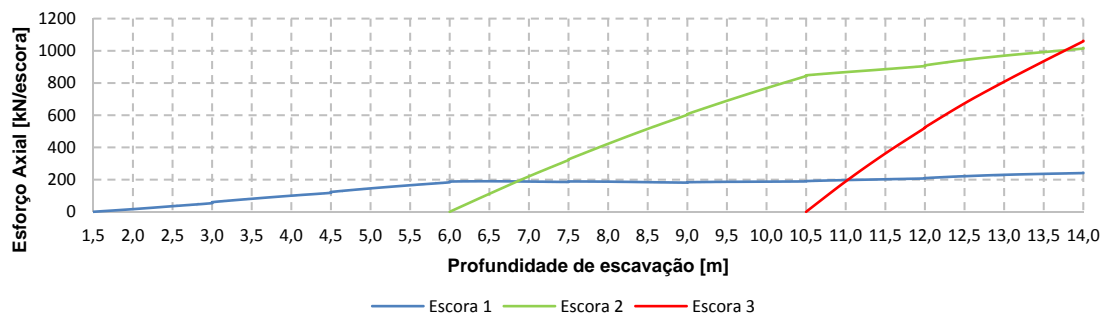


Fig. 5.33 – Evolução do esforço axial (compressão) nas escoras ao longo da escavação – 3 escoras

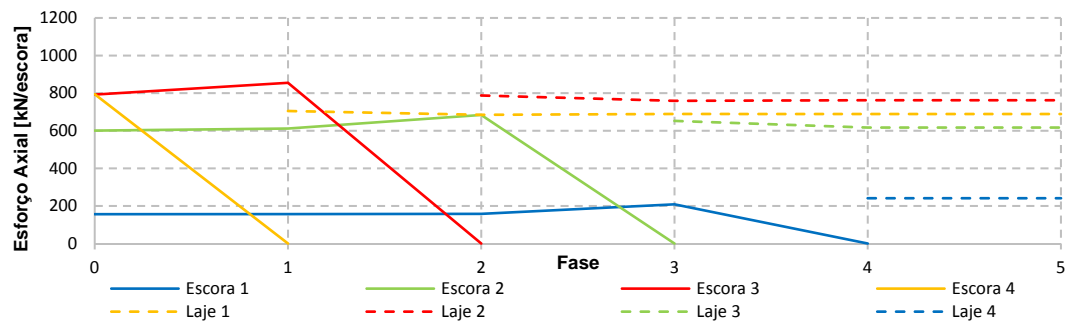


Fig. 5.34 – Evolução do esforço axial (compressão) nas escoras e nas lajes ao longo da construção destas – Problema Base

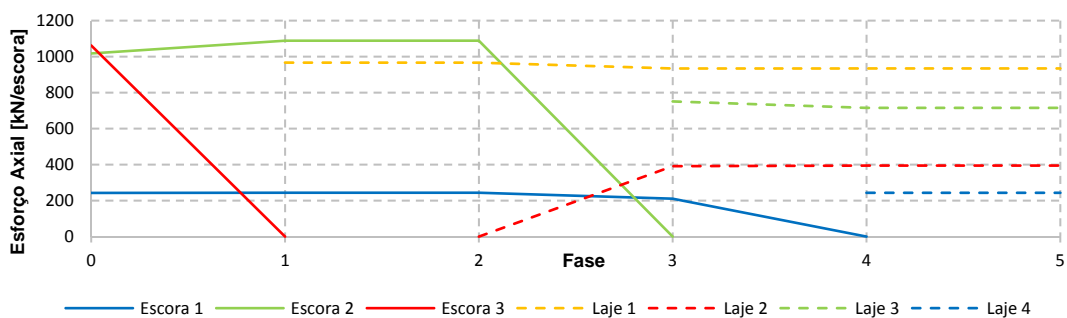


Fig. 5.35 – Evolução do esforço axial (compressão) nas escoras e nas lajes ao longo da construção destas – 3 escoras

5.4.4.2. Momentos fletores na parede de *jet grout*

Na Fig. 5.36 apresentam-se os diagramas de momentos fletores na parede de *jet grout* no final dos trabalhos de remoção de terras e no final da substituição do sistema de escoramento provisório pelo sistema de escoramento definitivo. A partir da observação da Fig. 5.36 a), verifica-se que devido às distintas condições de apoio entre as profundidades 1,0 m e 10,0 m, os picos de momentos fletores não ocorrem à mesma profundidade. Na contenção com 3 escoras, uma vez que tem menos um apoio que o problema base, os picos de momentos fletores na zona escorada são mais significativos que na contenção com 4 escoras (problema base). Contudo, o momento máximo negativo (que ocorre ao nível da base da escavação) é igual na contenção com 3 escoras e na contenção com 4 escoras. Assim sendo, uma vez que este é o momento que condiciona o dimensionamento do perfil da parede em análise (à flexão), pode concluir-se que a redução de um apoio da estrutura de suporte não se reflete na escolha do perfil metálico vertical a adotar. No que se refere ao momento máximo positivo, este mantém-se igual à contenção com 4 escoras. Com a construção das quatro lajes (ver Fig. 5.36 b)), na contenção com 3 escoras, pode constatar-se que o pico de momento correspondente à escora 2 diminui devido ao assentamento da cortina, isto é, ao deslocamento horizontal da cortina para o interior do corte. Para além disto, observa-se também que existe um aumento dos picos de momentos ao nível das lajes 2 e 3.

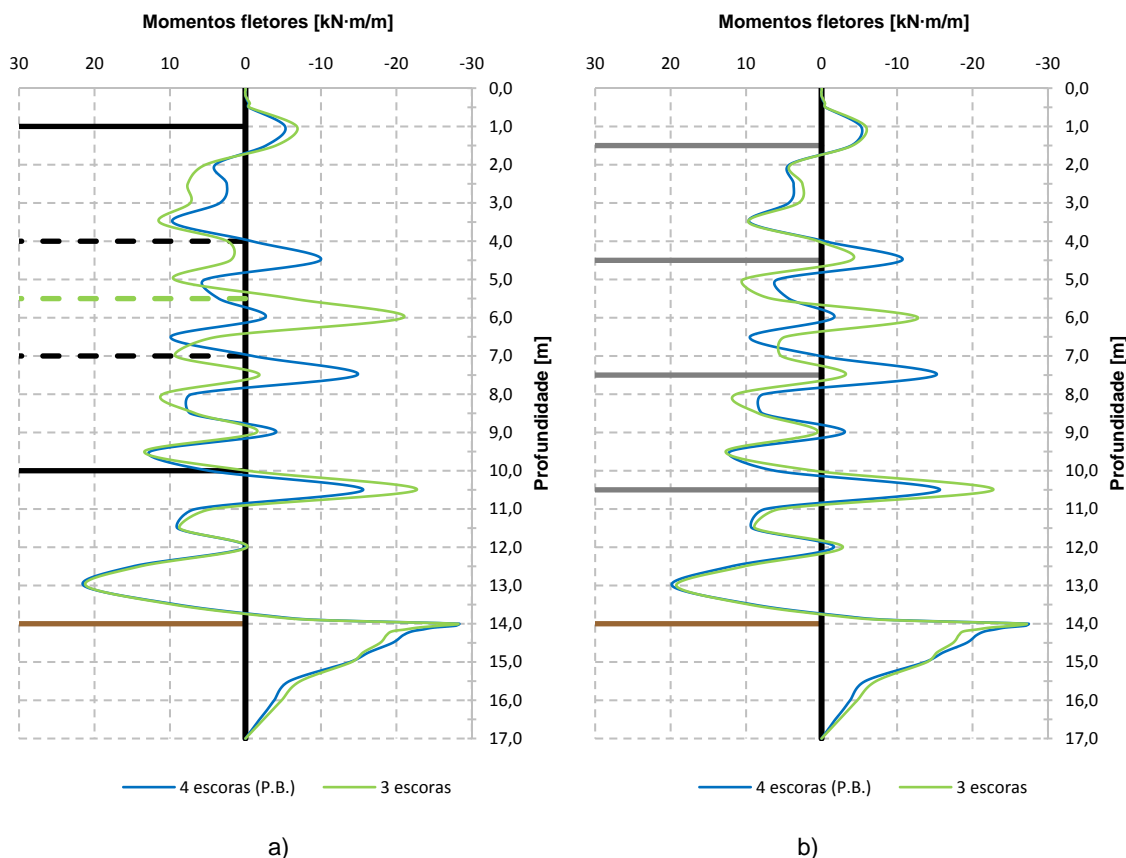


Fig. 5.36 – Diagrama de momentos fletores na parede de *jet grout*: a) no final da escavação; b) no final da construção das lajes

5.4.4.3. Momentos fletores na parede tipo Berlim definitiva

A Fig. 5.37 ilustra o diagrama de momentos fletores na parede tipo Berlim no final da escavação e no final da construção das lajes. A partir da análise da Fig. 5.37 a), pode verificar-se que a contenção com 3 escoras apresenta momentos máximos negativos e positivos maiores que a contenção com 4 escoras. No que se refere ao final da construção das lajes (Fig. 5.37 b)), verifica-se que o dimensionamento da armadura é ligeiramente mais gravoso na contenção com 3 escoras do que com 4 escoras, pois o momento máximo negativo (e absoluto) é maior na contenção com 3 escoras. Contudo, esta diferença poderá não ser significativa, pois o dimensionamento pode conduzir a soluções de armadura iguais. Observa-se também que o pico do momento máximo negativo não ocorre à mesma profundidade nas duas contenções; enquanto na contenção com 4 escoras ocorre ao nível da laje 2 (7,5 m de profundidade), na contenção com 3 escoras ocorre ao nível das lajes 1 e 3 (10,5 m de profundidade e 4,5 m de profundidade, respetivamente).

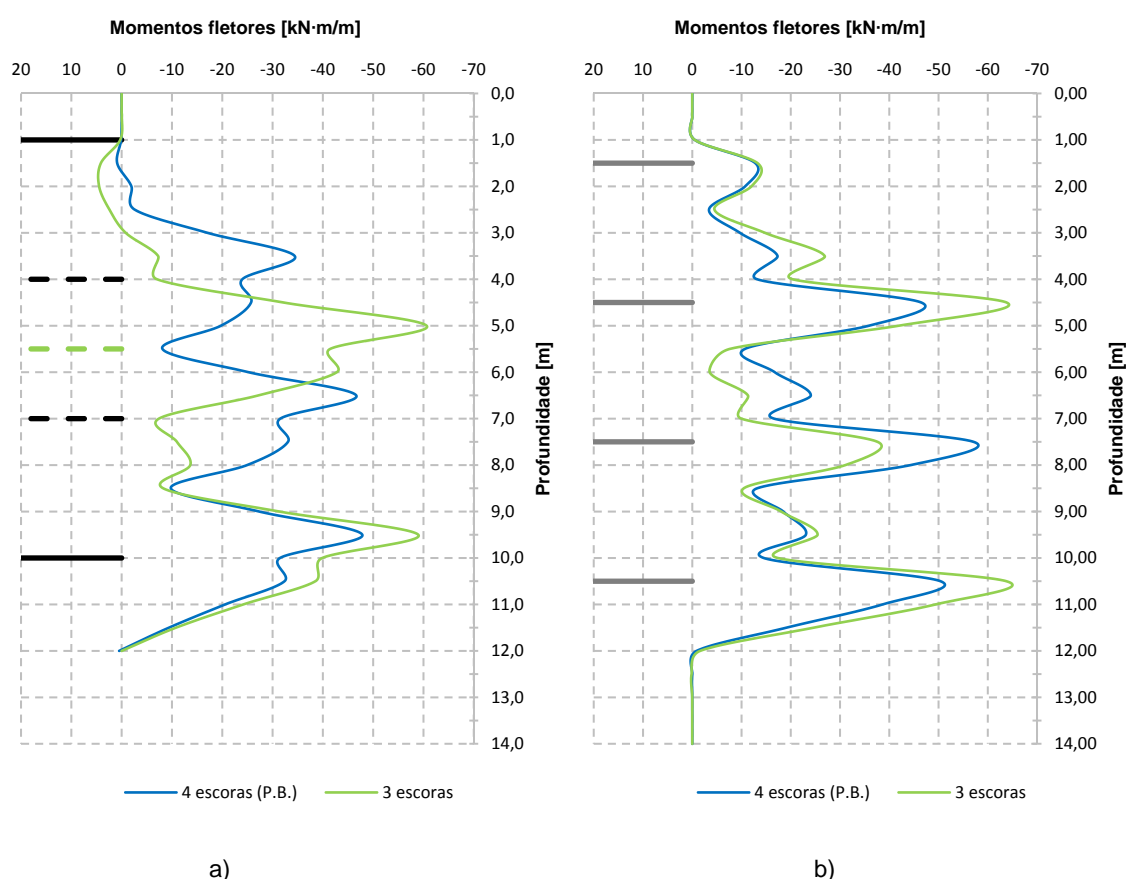


Fig. 5.37 – Diagrama de momentos fletores na parede tipo Berlim definitiva: a) no final da escavação; b) no final da construção das lajes

5.4.5. ANÁLISE DAS PRESSÕES DE TERRAS SOBRE AS FACES DA CORTINA

A Fig. 5.38 ilustra as pressões de terras sobre a face da cortina do lado suportado. A partir da análise desta figura pode verificar-se que na contenção com 3 escoras, comparativamente ao problema base, existe uma maior concentração de tensões na zona da última escora, pois a zona acima desta (entre esta e a escora à cota imediatamente superior) de onde provêm tensões horizontais por efeito de arco é maior

que na contenção com 4 escoras. Constata-se ainda que na contenção com 3 escoras existe uma concentração ao nível da sua segunda escora a ser colocada em serviço. Como seria de prever, abaixo da base da escavação não ocorre qualquer alteração, comparativamente ao problema base, na distribuição das pressões. Com a construção das lajes verifica-se que acima da primeira laje a ser construída (10,5 m de profundidade), os picos de concentração de tensões são atenuados, pois comparando a Fig. 5.27 a) e b) constata-se que nesta última os deslocamentos diferenciais são menores que os verificados na primeira (Fig. 5.27 a)). Desta forma, o efeito de arco não é tão presente levando a uma maior uniformidade das pressões de terras nesta zona.

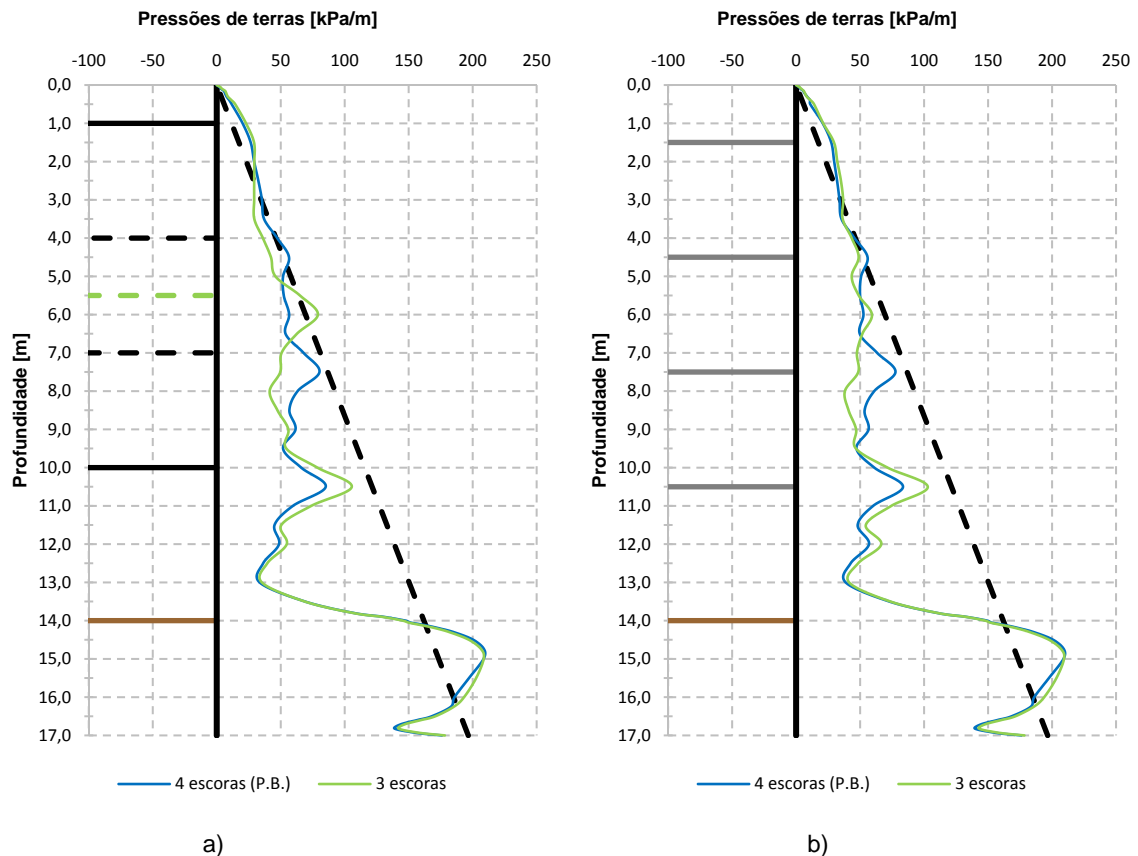


Fig. 5.38 – Pressões de terras sobre a face da cortina do lado suportado: a) no final da escavação; b) no final da construção das lajes

6

PROBLEMA BASE – ARGILA

6.1. CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA

6.1.1. GEOMETRIA E PROCESSO CONSTRUTIVO

No presente capítulo será analisado um problema-tipo representativo de uma obra de escavação multi-escorada executada num centro urbano para a construção de três caves de um edifício destinadas a parques de estacionamento. A escavação tem 10,0 m de profundidade, 15,0 m de largura e um desenvolvimento longitudinal (L) bastante maior que a largura transversal (15,0 m), pelo que pode considerar-se uma análise em estado plano de deformação. A escavação é suportada por uma parede mista tipo Berlim definitiva combinada com colunas de *jet grout*, armadas com perfis metálicos verticais. A parede tipo Berlim tem 0,30 m de espessura e é constituída por sete painéis de betão armado, sendo que, os seis primeiros têm 1,5 m de altura e o último 1,0 m. A ligação destes aos perfis verticais da parede de *jet grout* efetua-se da mesma forma que no problema base da areia. À semelhança do que acontecia no problema no solo arenoso, o último painel também não é ligado aos perfis verticais. Por sua vez, a parede de *jet grout* (colunas secantes com 0,8 m de diâmetro) é constituída por perfis metálicos HEB320 espaçados 1,1 m (ver Fig. 6.1) que, tal como a própria parede, são levados até ao firme que se encontra aos 16,0 m de profundidade. A contenção é estabilizada por três níveis de escoramento, colocados em serviço ao longo dos trabalhos de remoção de terras, às profundidades de 1,0 m, 4,0 m e 7,0 m. As escoras encontram-se espaçadas horizontalmente de 4,0 m, à semelhança do problema do capítulo 4 (ver Fig. 4.4). Na base da escavação foi considerada a execução de uma laje de fundo de colunas de *jet grout* que, tal como a parede de *jet grout*, é executada previamente ao início dos trabalhos de escavação. Esta laje tem um contributo muito significativo para o comportamento da escavação, pois, ao funcionar como um apoio estrutural desde o início da escavação, permite reduzir consideravelmente os deslocamentos da estrutura de suporte abaixo do nível de escavação e, consequentemente, do maciço suportado. A espessura/altura adotada para este elemento estrutural foi de 2,0 m, tal como diversos autores consideraram: Mateus (2010), Monteiro (2011) e Santos (2014).

O maciço onde ocorre a escavação é composto por um estrato de argila mole, sobrejacente a um estrato rígido (admitido como “impermeável” e indeformável, logo, sem necessidade de ser discretizado), em que a superfície apresenta uma camada sobreconsolidada com 3,5 m de espessura resultante do processo natural de alteração da posição do nível freático. Esta sobreconsolidação resulta dos sucessivos ciclos de emersão-submersão, ou seja, carregamento-descarregamento em termos de tensões efetivas (Matos Fernandes, 2006) que levam a um menor índice de vazios e maior compacidade do que no restante maciço argiloso. Este efeito traduz-se numa maior resistência não drenada que a de um solo normalmente consolidado para a mesma profundidade.

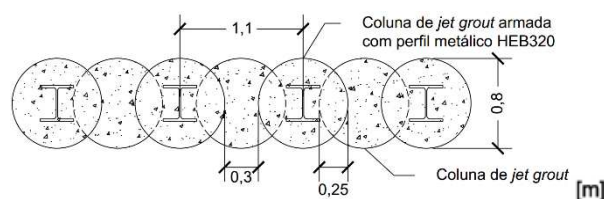


Fig. 6.1 – Solução de contenção com colunas secantes de *jet grout* armadas com perfis metálicos HEB320

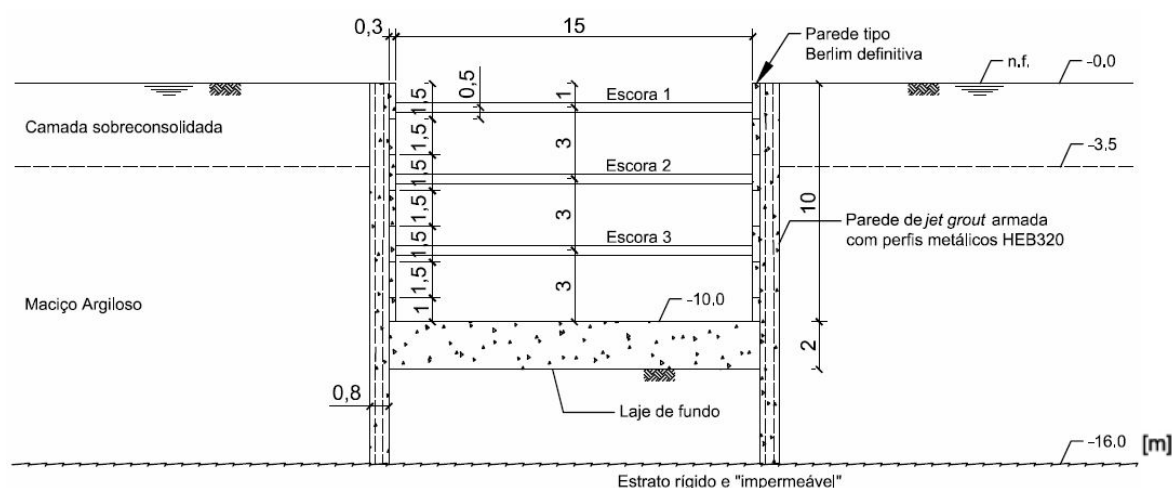


Fig. 6.2 – Características gerais da escavação

Atingida a profundidade máxima de escavação (10,0 m), procede-se à substituição do sistema de escoramento provisório pelo sistema de escoramento definitivo constituído por três lajes maciças de betão armado com 0,3 m de espessura. De igual forma ao considerado no capítulo 4, as lajes encontram-se 0,5 m abaixo dos respetivos níveis de escoramento. De referir que aos 10,0 m a laje aí construída é uma laje (“piso térreo”) que não tem função estrutural, pois entre esta e a estrutura de contenção existem juntas de dilatação.

O processo construtivo é idêntico ao do problema base da areia a menos da execução da laje de fundo de *jet grout*. (ver Fig. 6.3).

O programa de cálculo utilizado (RECRIB) permite a realização de análises acopladas mecânico-hidráulicas, tendo pois presente o carácter incremental no tempo das equações governativas (hidráulicas e mecânicas) do problema, pelo que em cada cálculo de elementos finitos está implícito um determinado intervalo de tempo (incremento temporal), durante o qual se pode aplicar ou não (como por exemplo ao longo da consolidação), uma ação mecânica (incremento de carga), como por exemplo durante a escavação e construção das lajes (Borges, 2004). Assim sendo, e ao contrário do problema base da areia (o maciço encontrava-se emerso), é necessário definir o tempo de execução de cada um dos trabalhos. Tendo em conta que Costa (2005) verificou que 25 dias após o final da escavação, o levantamento do fundo da escavação apresentava um acréscimo significativo, denunciando o efeito da consolidação num curto espaço de tempo, mesmo tendo o maciço uma permeabilidade muito baixa, foi considerado o fator tempo ao longo do período de construção. Assim sendo, de forma a simular os condicionalismos de execução de uma obra real, considerou-se para a escavação um ritmo constante de 0,5 m/dia, para a construção de cada painel da parede Berlim, 3 dias e para a construção de cada uma das lajes de betão armado, 8 dias. Deste modo, a escavação é realizada (até se atingir a profundidade de 10,0 m e sem estar

betonado/construído o último painel) em 38 dias. Após se atingirem os 10,0 m de profundidade procede-se à betonagem do último painel (sexto painel) e à construção das 3 lajes de betão armado totalizando mais 27 dias.

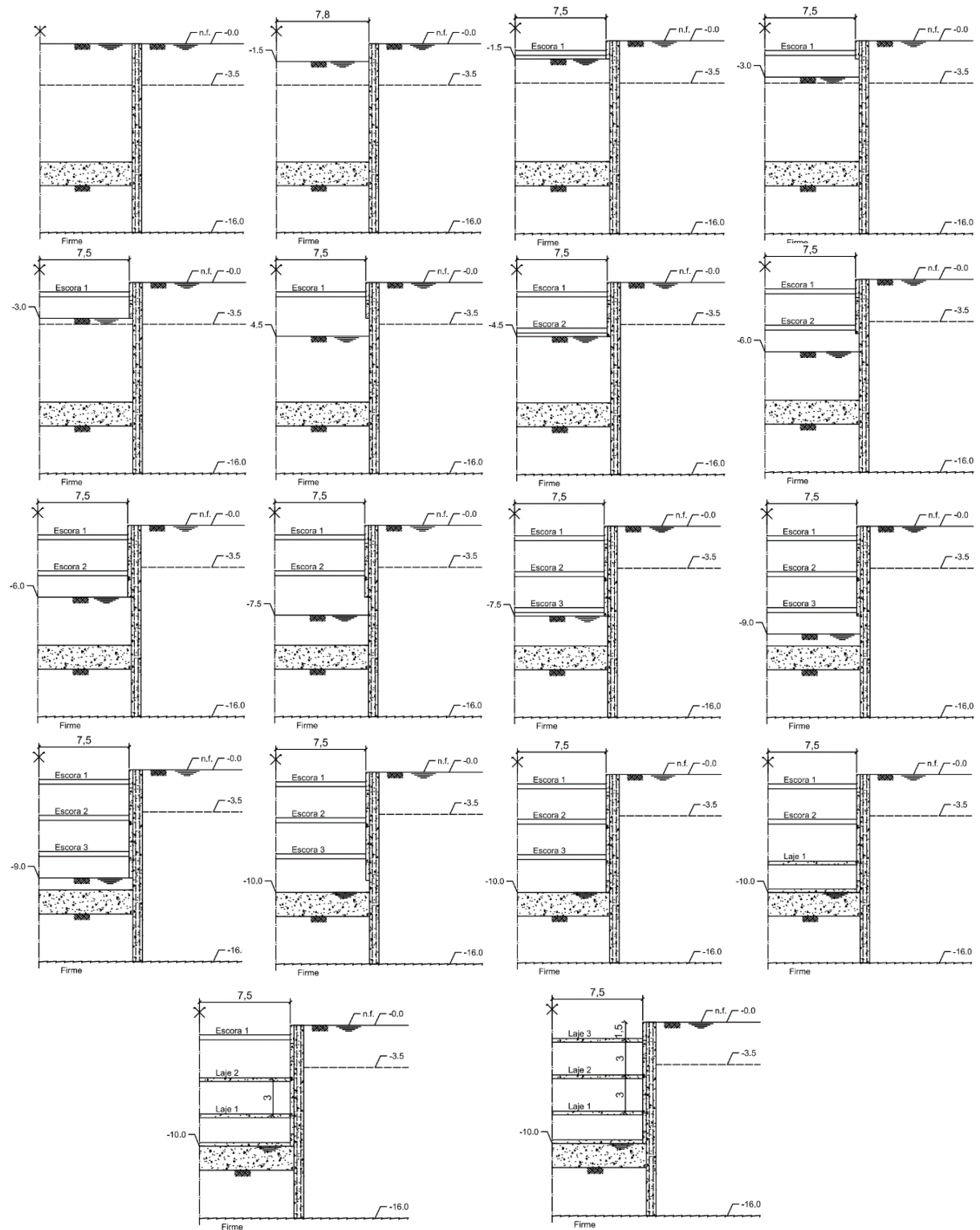


Fig. 6.3 – Processo construtivo da obra em estudo

Na Fig. 6.4 apresenta-se a malha de elementos finitos inicial considerada para a discretização do meio. A malha é constituída por 8348 elementos finitos repartidos da seguinte forma:

- Estrato argiloso: 6064 elementos triangulares de 6 nós (nos vértices e nos pontos médios dos lados), com incógnitas de deslocamentos nos 6 nós e incógnitas de excesso de pressão neutra nos 3 nós de vértice (análise com consolidação);
- Parede de *jet grout*: 1136 elementos triangulares com 6 nós (nos vértices e nos pontos médios dos lados), com incógnitas de deslocamentos;
- Parede tipo Berlim definitiva: 256 elementos triangulares com 6 nós (nos vértices e nos pontos médios dos lados), com incógnitas de deslocamentos;
- Laje de fundo de *jet grout*: 864 elementos triangulares com 6 nós (nos vértices e nos pontos médios dos lados) com incógnitas de deslocamentos;
- Escoras: 6 elementos de barra com 3 nós (nas extremidades e no meio);
- Lajes: 6 elementos de barra com 3 nós (nas extremidades e no meio);
- Interface laje de fundo-parede: 16 elementos de junta (espessura nula) com 6 nós.

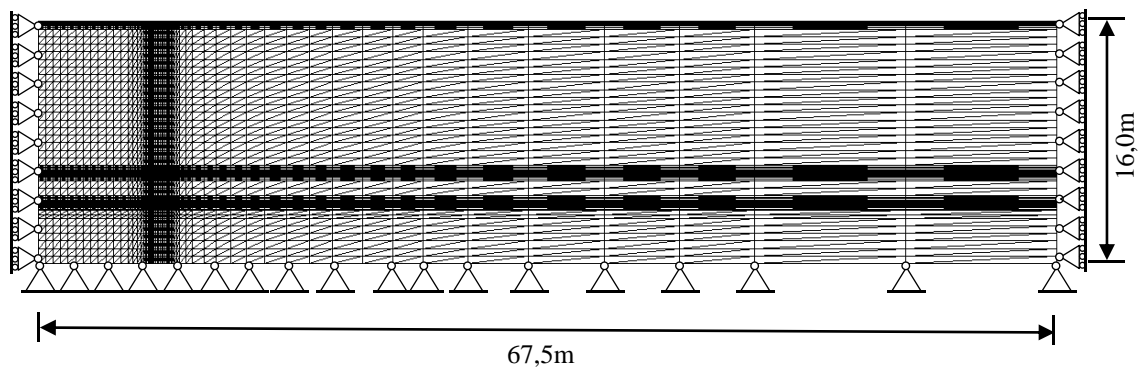


Fig. 6.4 – Malha de elementos finitos inicial

Na definição da malha de elementos finitos e, à semelhança do que foi realizado no problema da areia, teve-se em atenção as zonas onde se espera à partida a existência de maiores deslocamentos e gradientes de tensão e hidráulicos, procedendo-se aí a um maior refinamento da malha. Não foram utilizados elementos de junta na interface solo-parede pelas razões já apontadas no capítulo 4. Assim sendo, refinou-se a malha junto à parede com 4 fiadas de elementos finitos de solo, com 5 cm de espessura, para assegurar resultados realistas. Deste modo, pode considerar-se que a resistência ao corte na interface solo-parede é igual à resistência não drenada inicial do solo, o que vai de encontro ao proposto por Matos Fernandes (1983). Por outro lado, foram utilizados elementos de junta na interface laje de fundo-parede para permitir o escorregamento entre aqueles dois elementos estruturais, uma vez que devido ao processo construtivo, não existe ligação efetiva entre eles (que foram modelados com comportamento elástico) (Santos, 2014). O comportamento considerado para a interface laje de fundo-parede foi o modelo elástico perfeitamente plástico (elastoplástico), em que a resistência ao corte é igual à resistência não drenada inicial do solo aos 11,0 m de profundidade (profundidade média da interface), sendo mobilizada para um deslocamento tangencial relativo de 1,0 mm (ver Fig. 6.5). Para a rigidez normal tomou-se um valor elevado de modo a não permitir o deslocamento normal relativo da junta.

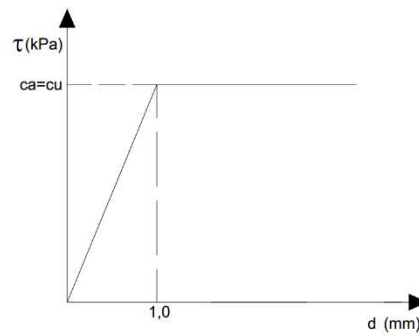


Fig. 6.5 – Lei de comportamento da interface laje de fundo-parede (Costa, 2005)

Relativamente às condições de fronteira da malha de elementos finitos, a nível de deslocamentos e de excessos de pressão neutra, foi considerado o seguinte:

- Deslocamentos horizontais nulos nos nós coincidentes com o eixo de simetria do problema (fronteira lateral esquerda);
- Deslocamentos horizontais nulos nos nós da fronteira lateral da direita, situada a 60,0 m da escavação, valor igual ao que as análises de Costa (2005) demonstraram: para uma distância superior a seis vezes a profundidade de escavação (10,0 m), a perturbação do estado de tensão deixa de ter significado, ou seja, os deslocamentos horizontais podem ser considerados nulos; assim sendo, adotou-se este critério para a truncagem do meio;
- Deslocamentos horizontais e verticais nulos a 16,0 m de profundidade para simular o “firme”, formação geológica em que o maciço argiloso assenta (fronteira inferior);
- Pressão da água igual a zero imposta em todos os pontos dos planos que limitam superiormente o maciço, em qualquer fase do problema. Estes planos são a superfície do terreno suportado (coincidente com o nível freático deste lado) e as superfícies de drenagem das várias fases de escavação que coincidem com a base de escavação dessas mesmas fases (admite-se, pois, que a água que chega ao interior da escavação é bombada, coincidindo o nível freático do lado da escavação com a base da mesma em cada fase).

6.1.2. PARÂMETROS MECÂNICOS E ESTADO DE TENSÃO INICIAL

O comportamento constitutivo do maciço argiloso mole foi simulado através do modelo de estados críticos $p-q-\theta$. Os parâmetros caracterizadores do modelo estão apresentados no Quadro 6.1 e são iguais aos adotados pelos autores Costa (2005), Pinto (2008), Monteiro (2011), Matos Fernandes *et al.* (2012) e Santos (2014) e correspondem aos utilizados por Finno *et al.* (1991) numa escavação realizada nos soles moles de Chicago.

Quadro 6.1 – Parâmetros do modelo $p-q-\theta$

λ	k	N	Γ	$\phi' [^\circ]$
0,18	0,025	3,158	3,05	26

O significado de cada um dos parâmetros é o já apresentado no capítulo 3.

No Quadro 6.2 e na Fig. 6.6 apresentam-se as características do maciço argiloso, nomeadamente, peso volúmico, coeficiente de *Poisson*, coeficiente de impulso em repouso e a evolução da resistência não drenada em profundidade.

Quadro 6.2 – Características do maciço argiloso

γ [kN/m ³]	ν'	z [m]	K_0	c_u [kPa]
16	0,25	0 – 3,5	0,9 – 0,5	13 – 5,7
		$\geq 3,5$	0,5	$1,62 \cdot z = 0,27 \cdot \sigma'_{vo}$

z – Profundidade [m]

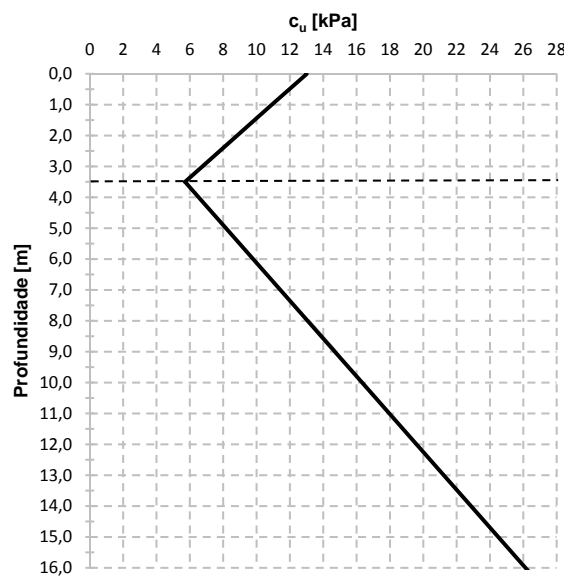


Fig. 6.6 – Evolução em profundidade da resistência não drenada do maciço argiloso

O estado de tensão inicial foi considerado geostático, tendo a argila mole 16 kN/m³ de peso volúmico (γ); para profundidades superiores a 3,5 m, o coeficiente de impulso em repouso (K_0) é igual a 0,5 e o grau de sobreconsolidação (OCR) tem o valor de 1,0 (solo normalmente consolidado); acima dos 3,5 m de profundidade o solo apresenta um coeficiente de impulso em repouso que varia desde 0,9 (à superfície) até 0,5 aos 3,5 m de profundidade; para o peso volúmico da água foi adotado o valor de 10 kN/m³ (γ_w).

Assumiu-se um comportamento elástico, linear e isotrópico para a parede de *jet grout*, para a laje de fundo em *jet grout*, para a parede tipo Berlim definitiva e para as escoras e lajes de betão armado. As características da parede de *jet grout*, da parede tipo Berlim definitiva e da laje de fundo de *jet grout* encontram-se, respetivamente, nos Quadro 6.3, Quadro 6.4 e Quadro 6.5. Note-se que o módulo de deformabilidade da parede de *jet grout* é um módulo de deformabilidade equivalente em termos de flexão ao dos perfis metálicos verticais (HEB320) que se encontram espaçados de 1,1 m. O módulo de deformabilidade considerado para as lajes (com 0,3 m de espessura) foi de 18,0 GPa. As escoras são constituídas por perfis tubulares cujo material é o aço Fe360, em que a tensão resistente de cálculo vale 235 MPa. Por seu lado, o material adotado para os perfis metálicos verticais (HEB320) foi o aço Fe510,

cuja tensão resistente de cálculo é 355 MPa. O pré-dimensionamento das escoras teve em conta a encurvadura considerando a tensão horizontal constante em profundidade de valor $\gamma h - 4 \cdot c_u$ (simplificação dos diagramas de pressões de terras de Terzaghi e Peck, 1967, da Fig. 6.7) no comprimento de influência na vertical de cada nível de escoras, sendo h a profundidade de escavação (10,0 m) e c_u o valor da resistência não drenada da argila ao nível de cada escora (ver Fig. 6.8). Os perfis tubulares resultantes do pré-dimensionamento encontram-se no Quadro 6.6. Tal como no problema do capítulo 4, tomou-se como rigidez efetiva das escoras metade da rigidez teórica devido às folgas existentes nas ligações do sistema de escoramento à cortina. No que se refere ao dimensionamento dos perfis metálicos verticais, estes foram sendo ajustados em função dos esforços resultantes das primeiras modelações realizadas, tendo-se adotado, por fim, perfis HEB320.

Quadro 6.3 – Características da parede de *jet-grout*

Espessura [m]	γ [kN/m ³]	E_{eq} [GPa]	G [GPa]	ν
0,80	16	1,35	0,56	0,2

Quadro 6.4 – Características da parede tipo Berlim definitiva

Espessura [m]	γ [kN/m ³]	E [GPa]	G [GPa]	ν
0,30	25	18	7,5	0,2

Quadro 6.5 – Características da laje fundo de *jet grout*

Espessura [m]	γ [kN/m ³]	E [MPa]	G [MPa]	ν
2,0	16	150	62,5	0,2

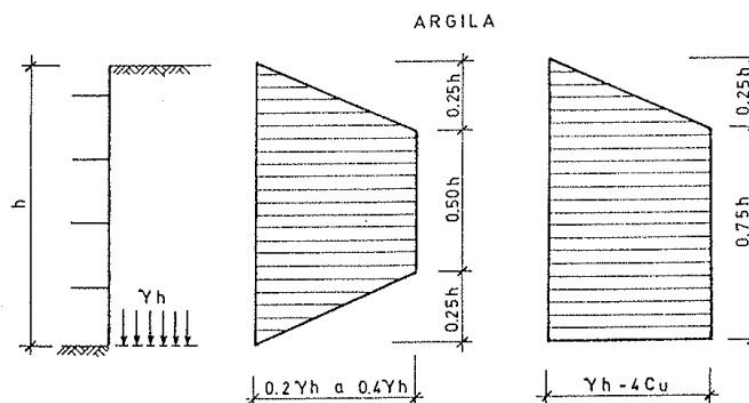


Fig. 6.7 – Diagramas de Terzaghi e Peck para dimensionamento de cortinas escoradas em argila (adaptado de Matos Fernandes, 1990)

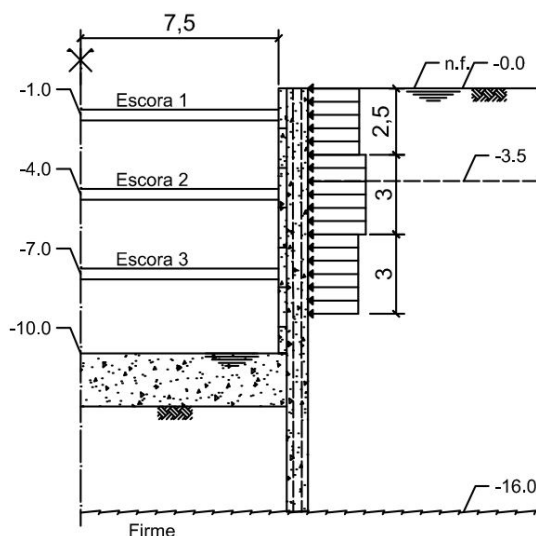


Fig. 6.8 – Esquema dos diagramas de pressões aparentes aplicados na parede para o dimensionamento das escoras

Quadro 6.6 – Características das escoras

Escora	Profundidade [m]	Perfil	Diâmetro exterior [mm]	Espessura [mm]
1	1,0	D 406,4 / 16,0	406,4	16,0
2	4,0	D 406,4 / 25,0	406,4	25,0
3	7,0	D 406,4 / 20,0	406,4	20,0

6.1.3. CONDIÇÕES HIDRÁULICAS

Em relação às condições hidráulicas, como referido atrás, admitiu-se que o nível freático se encontra à superfície do maciço argiloso. Este foi considerado como tendo um comportamento isotrópico em termos de permeabilidade ($k=k_y=k_x$), com um coeficiente de permeabilidade igual a 1×10^{-9} m/s.

Dado que a cortina, tida como impermeável (modelada com elementos sem consolidação), é encastrada no firme, também considerado impermeável, não é permitida a percolação do lado suportado para o lado escavado. Por conseguinte, do lado suportado, a posição do nível freático mantém-se inalterada, ou seja, mantém-se à superfície. Do lado escavado admitiu-se que a situação a longo prazo tenderia para uma distribuição de pressões hidrostática, na qual a posição do nível freático coincide com a base da escavação no final da mesma (10,0 m de profundidade).

As fronteiras laterais do problema foram também consideradas como impermeáveis, uma vez que a fronteira lateral esquerda coincide com o eixo de simetria e a fronteira lateral direita por uma questão de truncagem do meio.

Admitiu-se que a laje de fundo tem “furos de alívio” que permitem a percolação da água de modo a evitar sobrepressões na face inferior da laje (12,0 m de profundidade), sendo a água recolhida e bombada na base da escavação. Como a laje de fundo é modelada através de elementos sem consolidação, não sendo, por isso, possível impor pressão nula nos nós da parte superior da laje (10,0 m de profundidade), é imposta, como condição de fronteira, uma pressão de 20 kPa nos nós dos elementos do maciço argiloso

coincidentes com a face inferior da laje (12,0 m de profundidade) de forma a simular a água presente nos “furos de alívio” da laje (ver Fig. 6.9).

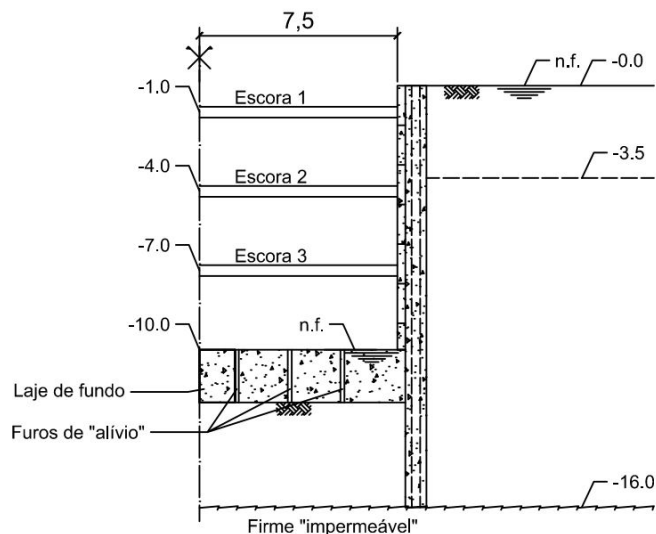


Fig. 6.9 – Condições hidráulicas da obra

6.2. ANÁLISE DE RESULTADOS

6.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

A execução de uma escavação num maciço argiloso saturado provoca alterações nos estados de tensão efetiva (esqueleto sólido) e de pressões neutras (fluido intersticial) do maciço, pois leva, por um lado, a uma diminuição das tensões médias totais que gera excessos de pressão neutra negativos (diminuição da pressão em relação ao seu valor inicial) e, por outro, a um aumento das tensões de corte que pode gerar excessos de pressão neutra positivos ou negativos (Lambe e Whitman, 1969). Sendo a permeabilidade do maciço argiloso baixa e o período de construção curto, pode considerar-se que a modelação acoplada do período de construção resulta em condições aproximadamente não drenadas, de modo que, as deformações induzidas têm carácter aproximadamente distorcional.

Após o período de construção, dá-se a transferência de carga do fluido intersticial para o esqueleto sólido (consolidação) até ser de novo estabelecido o regime hidrostático (como no presente estudo) ou um escoamento permanente (Santos, 2014). Devido à baixa permeabilidade do solo e à rapidez da construção, os excessos de pressão neutra gerados demoram um período de tempo considerável a dissiparem-se, acarretando assim, deformações (volumétricas) no maciço diferidas no tempo (Costa, 2005).

Neste subcapítulo serão apresentados e analisados os resultados da modelação numérica, divididos por duas fases: período de construção (período de escavação e construção das lajes) e período pós-construção. No período de construção serão apresentadas colorações para as seguintes fases de escavação: 1,5 m, 3,0 m, 4,5 m, 7,5 m, final da escavação (10,0 m) e final da construção da última laje (laje 3). Por sua vez, nos gráficos, serão apresentados resultados para os níveis de escavação que precedem a betonagem de cada painel da parede Berlim, ou seja, resultados para os níveis de escavação de 1,5 m, 3,0 m, 4,5 m, 6,0 m, 7,5 m, 9,0 m e 10,0 m (final da escavação), assim como ao longo da construção das lajes. Por seu lado, no período pós-construção serão apresentadas colorações para os seguintes períodos de tempo após a construção da laje 3: 1 mês, 6 meses, 1 ano, 2 anos, 5 anos, 10 anos e 25 anos.

6.2.2. PERÍODO DE CONSTRUÇÃO

6.2.2.1. Evolução do estado de tensão

Uma vez que com o decorrer da escavação, ocorrem no solo variações de tensões no esqueleto sólido (tensões efetivas) e na água (pressões neutras), é necessário estudar a evolução destas duas parcelas separadamente para uma melhor interpretação.

Quando um maciço é solicitado de uma forma não drenada, a alteração do estado de tensão total é repartida, geralmente, em dois incrementos; um correspondente à variação da pressão no fluido intersticial e outro à variação das tensões efetivas (Costa, 2005). Na Fig. 6.10 ilustra-se um esquema teórico da repartição das tensões efetivas e excessos de pressão intersticial devido a uma solicitação num ensaio triaxial de um provete saturado. Como se pode verificar, o incremento de tensão que se instala no fluido intersticial (excesso de pressão neutra) e no esqueleto sólido (tensões efetivas) depende das características do solo, traduzidas através do parâmetro A de Skempton, mas também do tipo de trajetória de tensões totais aplicada (Borges, 1995).

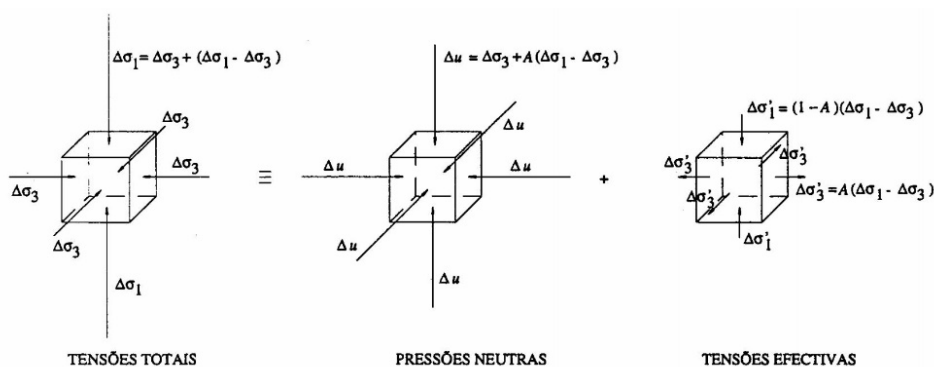


Fig. 6.10 – Esquema teórico de repartição dos acréscimos de tensão num ensaio triaxial não drenado correspondente a uma carga isotrópica seguida de carga axial (Borges, 1995)

A Fig. 6.11, a Fig. 6.12 e a Fig. 6.13 mostram, respetivamente, a distribuição dos excessos de pressão neutra, um pormenor dos excessos de pressão neutra do lado suportado e a distribuição das pressões neutras no maciço. Chama-se a atenção para o facto de que, como as condições hidráulicas antes da escavação e a longo prazo são distintas (devido ao rebaixamento do nível freático do lado escavado), a noção de excesso de pressão neutra no presente trabalho é definida pela diferença entre a pressão neutra de um determinado ponto, num determinado instante e a pressão neutra inicial nesse ponto antes da escavação (e não no final da consolidação), tal como é definido no programa RECRIB. A partir da observação conjunta das figuras pode constatar-se que em todas as fases de escavação, geram-se excessos de pressão neutra negativos devido à trajetória de tensões que é caracterizada pela diminuição da tensão média total associada à remoção das terras. Estes excessos de pressão neutra vão aumentando, em valor absoluto, com a escavação, pois a tensão média total vai diminuindo. Abaixo da base de escavação, estes excessos tomam valores próximos do peso das terras e água sobrejacentes escavados nessas fases e, são mais elevados junto ao eixo de simetria e junto à base da escavação, visto que é aqui que se sente mais o efeito da remoção das terras e água; junto à cortina, devido ao movimento desta para o interior da escavação, os excessos de pressão neutra são de menor valor absoluto que os verificados junto ao eixo de simetria; do lado suportado os excessos de pressão neutra são de muito menor grandeza, em valor absoluto, que os verificados no lado escavado (não se notando a sua discretização com a escala de cores da Fig. 6.11). Ao longo da construção das lajes pode verificar-se algum efeito da consolidação visto que existe dissipação dos excessos de pressão neutra negativos, sobretudo no lado escavado.

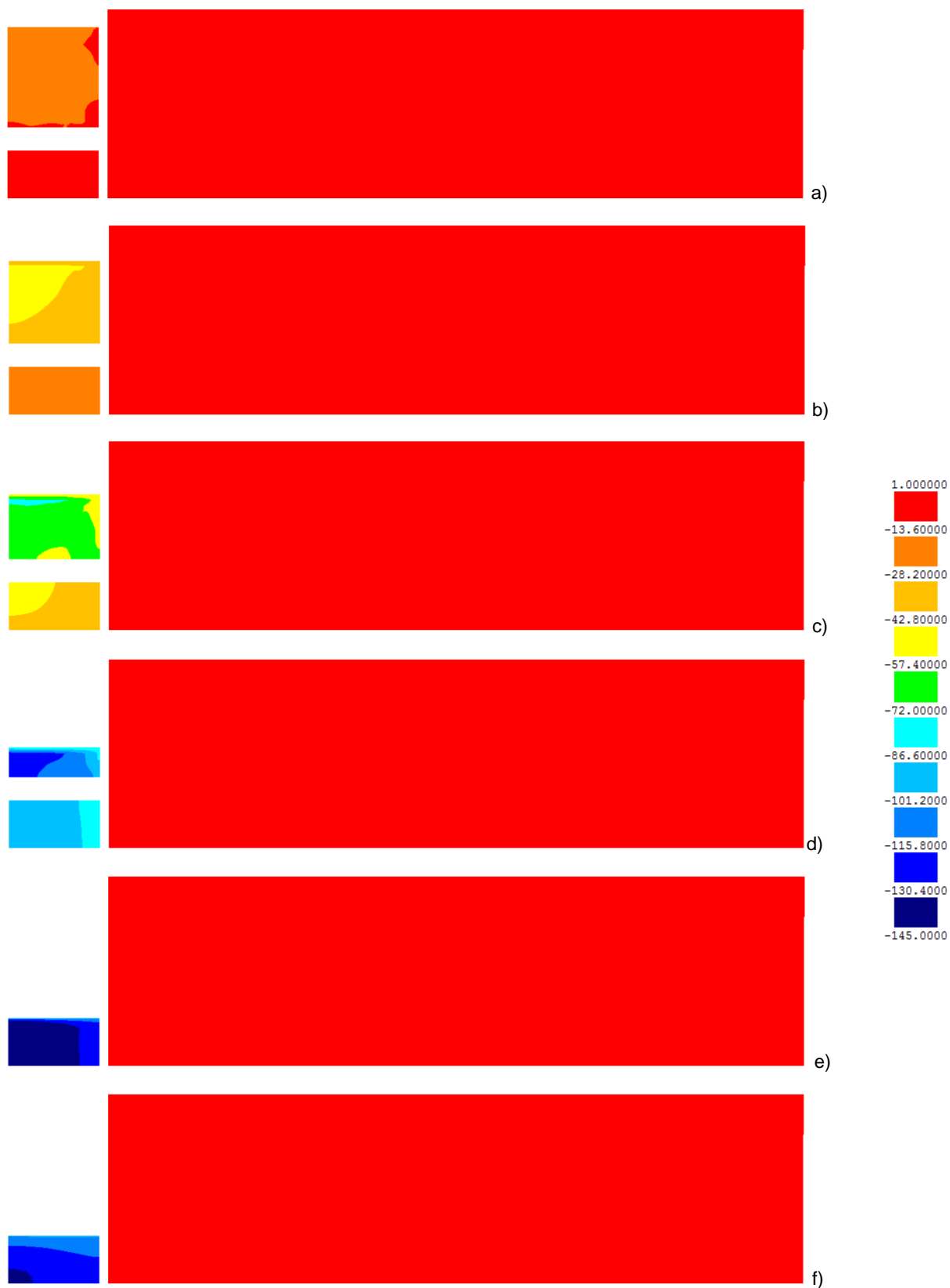


Fig. 6.11 – Excessos de pressão neutra [kPa] no maciço argiloso durante o período de construção: a) 1,5 m de escavação; b) 3,0 m de escavação; c) 4,5 m de escavação; d) 7,5 m de escavação; e) final da escavação (10,0 m); f) final da construção das lajes

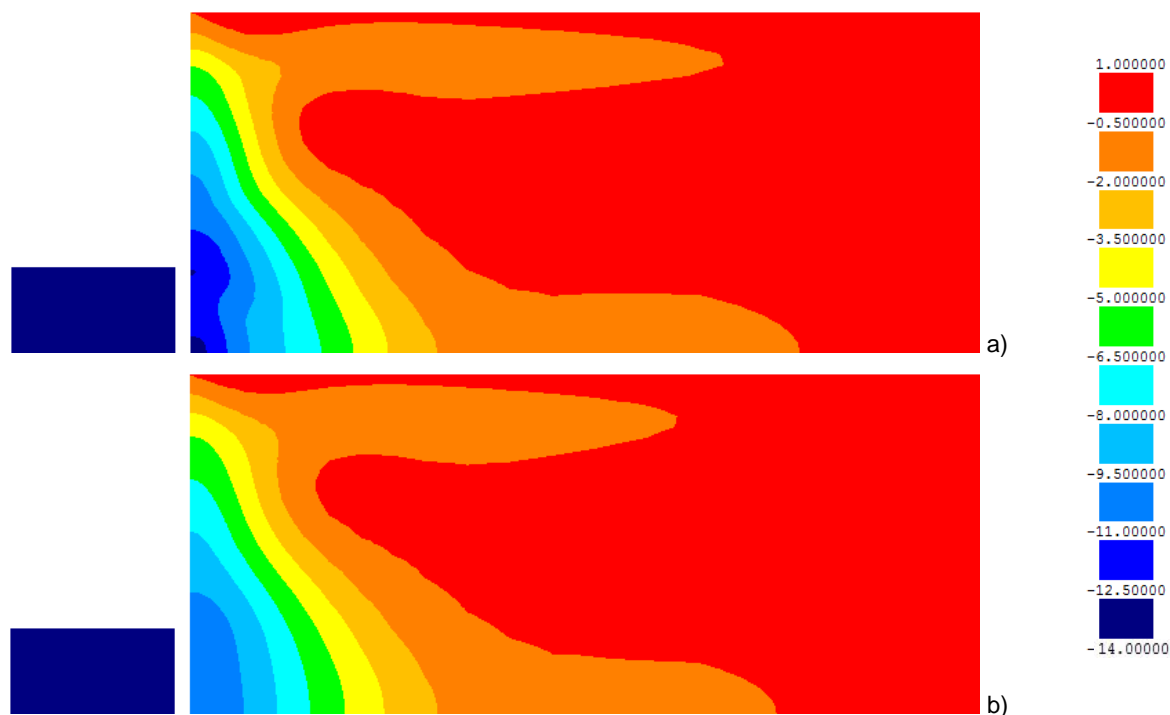


Fig. 6.12 – Pormenor dos excessos de pressão de neutra [kPa] do lado suportado: a) final da escavação (10,0 m); b) final da construção das lajes

No que se refere às tensões efetivas horizontais (Fig. 6.14), pode verificar-se que, com a escavação, no solo do lado escavado acima da laje de fundo, ocorre aumento da tensão devido não só à geração de excessos de pressão neutra negativos, sendo esse aumento mais significativo junto à parede, mas também devido aos deslocamentos da estrutura de contenção para o interior do corte; no solo abaixo da laje de fundo, junto ao eixo de simetria, as tensões efetivas horizontais aumentam também devido aos excessos de pressão neutra negativos aí gerados; no lado suportado, observa-se que junto à cortina ao nível da laje de fundo, a tensão efetiva horizontal aumenta, enquanto que acima do nível desta, diminui, devido ao mecanismo de transferência de tensões. Com a construção das lajes, observa-se que ocorre diminuição da tensão efetiva horizontal abaixo da laje de fundo devido à dissipação dos excessos de pressão neutra negativos.

Analisando agora a Fig. 6.15, que mostra as tensões efetivas verticais no maciço ao longo do período de construção pode constatar-se que ocorre diminuição desta tensão no maciço escavado junto à parede de contenção ao longo da escavação; no lado suportado, acima da cota da laje de fundo e junto à cortina, a tensão efetiva vertical diminui com o decorrer dos trabalhos de escavação, enquanto que abaixo do nível da laje de fundo, ocorrem ligeiros aumentos em zonas cada vez mais afastadas da cortina com o aumento da profundidade; no solo abaixo da laje de fundo só ocorrem variações significativas das tensões efetivas verticais quando é atingida a profundidade máxima de escavação. Com a construção das lajes, verifica-se que aí, as tensões efetivas verticais tendem a diminuir devido à expansão do solo conferida pela dissipação dos excessos de pressão neutra negativos em que ocorre um aumento do teor em água do solo.

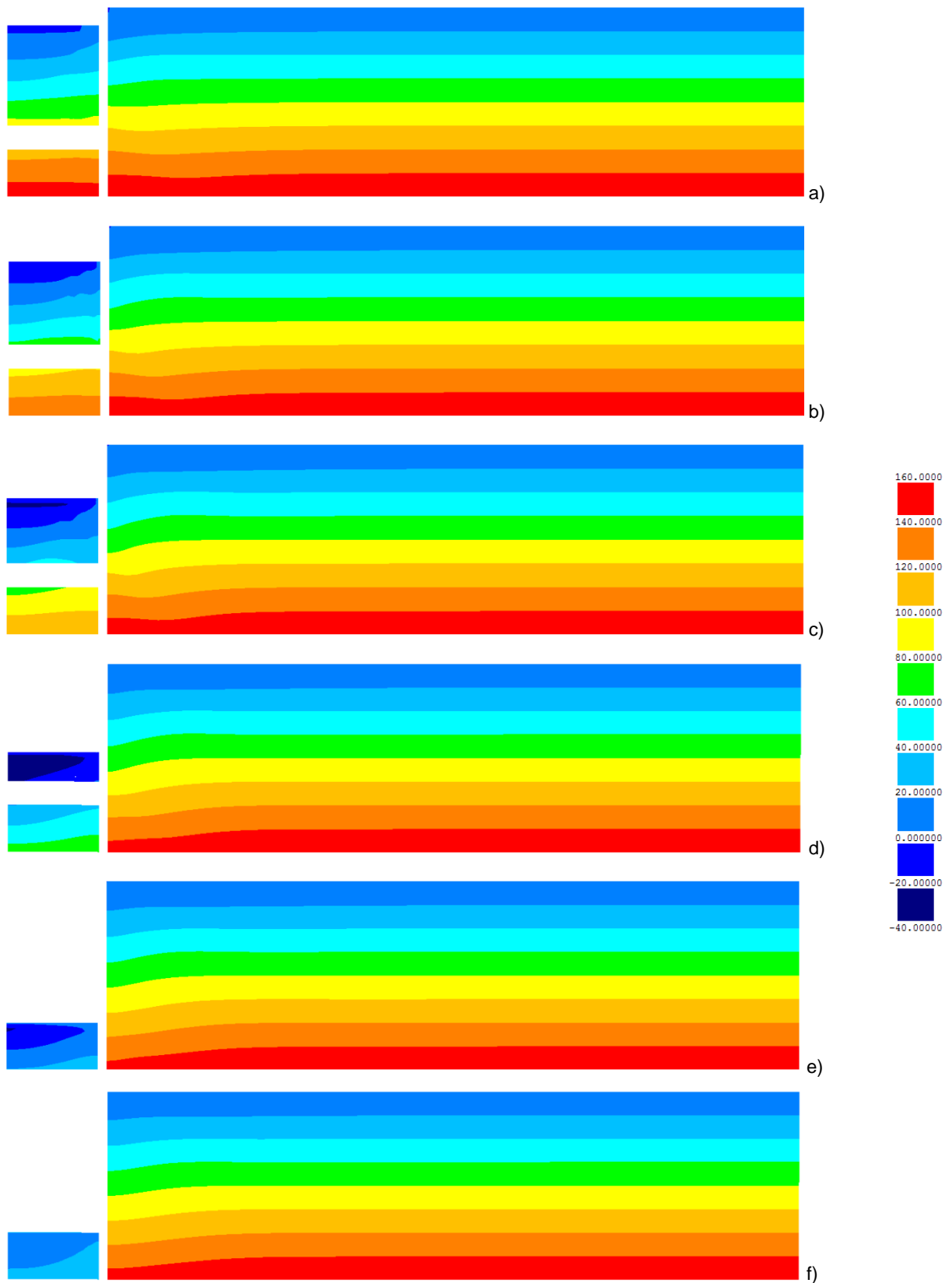


Fig. 6.13 – Pressões neutras [kPa] no maciço argiloso durante o período de construção: a) 1,5 m de escavação; b) 3,0 m de escavação; c) 4,5 m de escavação; d) 7,5 m de escavação; e) final da escavação (10,0 m); f) final da construção das lajes

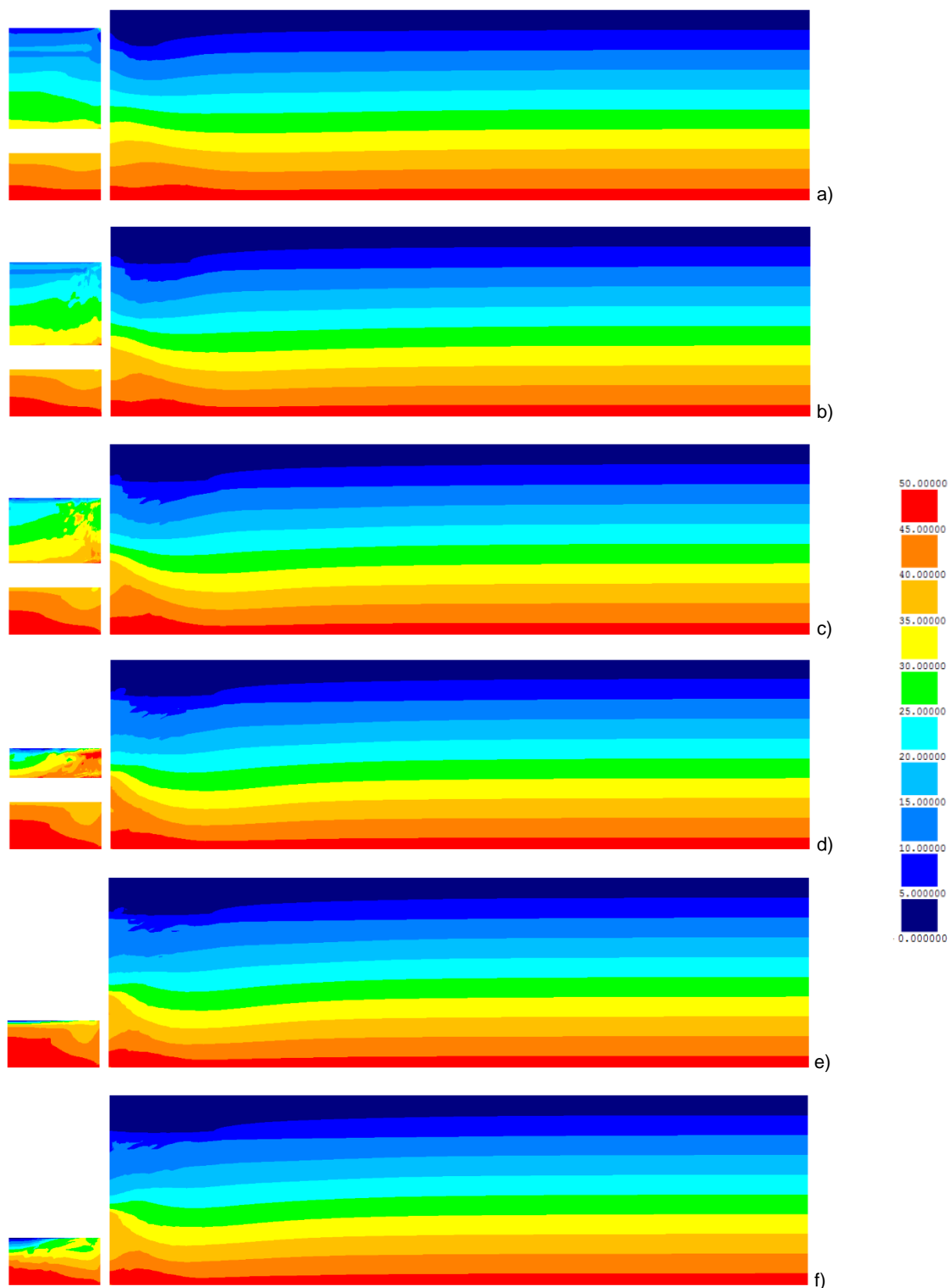


Fig. 6.14 – Tensões efetivas horizontais [kPa] no maciço argiloso durante o período de construção: a) 1,5 m de escavação; b) 3,0 m de escavação; c) 4,5 m de escavação; d) 7,5 m de escavação; e) final da escavação (10,0 m); f) final da construção das lajes

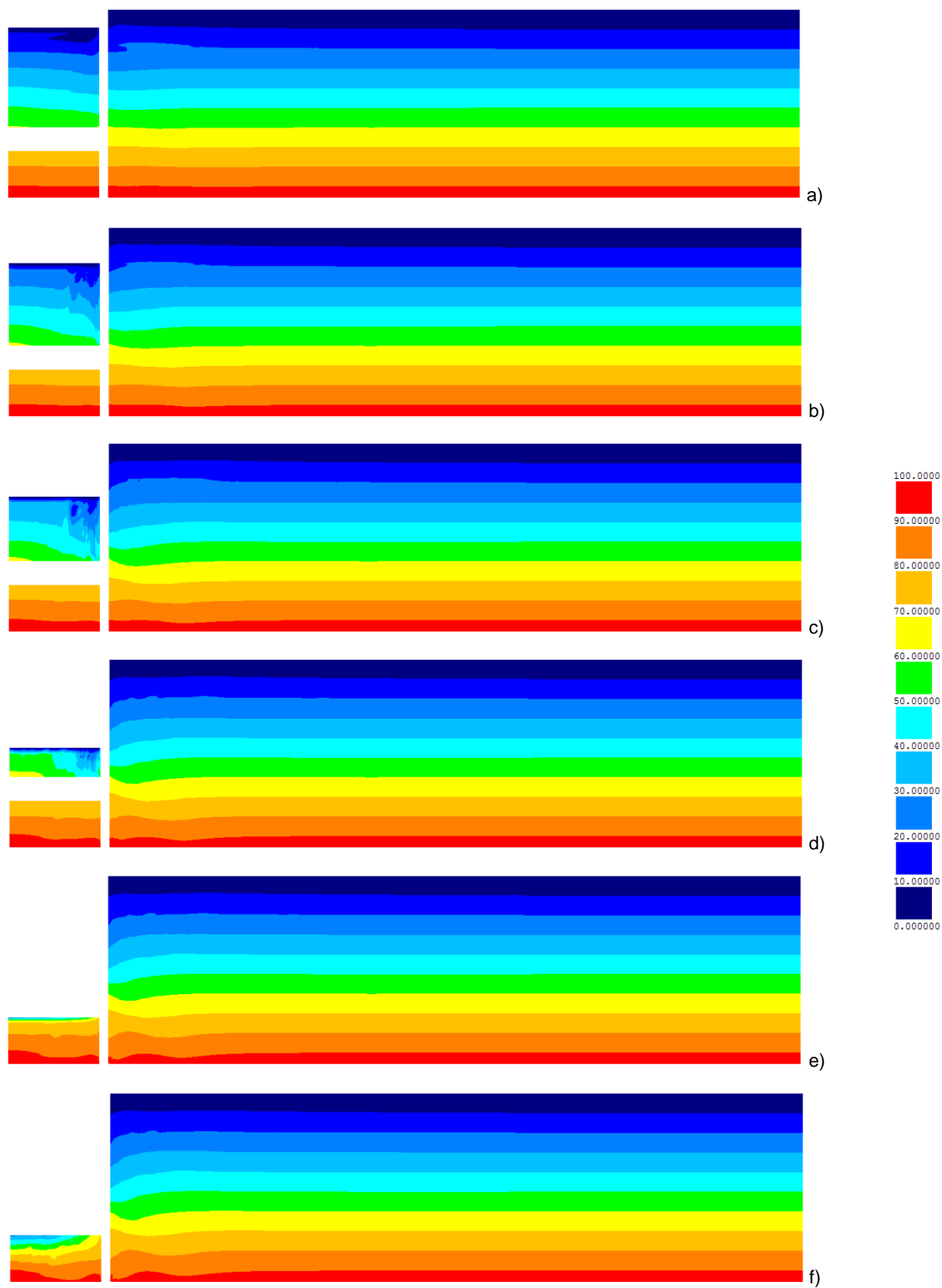


Fig. 6.15 – Tensões efetivas verticais [kPa] no maciço argiloso durante o período de construção: a) 1,5 m de escavação; b) 3,0 m de escavação; c) 4,5 m de escavação; d) 7,5 m de escavação; e) final da escavação (10,0 m); f) final da construção das lajes

No que concerne às tensões de corte nos planos horizontais e verticais (τ_{xy}) no maciço argiloso, a partir da observação da Fig. 6.16, pode constatar-se o seguinte:

- Com o decorrer da escavação, aumenta a mobilização das tensões de corte nos planos horizontais e verticais principalmente acima da laje de fundo junto à cortina devido à mobilização de tensões tangenciais entre o solo escavado e a estrutura de suporte. Assim sendo, nestas zonas onde ocorre mobilização das tensões de corte nos planos horizontais e verticais, estas direções deixam de ser direções principais;
- No lado suportado, a mobilização das tensões de corte τ_{xy} é mais intensa na zona abaixo da base da escavação no final desta do que na zona escorada; à medida que a distância à cortina aumenta, as tensões de corte tendem para zero, ou seja, as direções vertical e horizontal são direções principais (estado de repouso);
- Ao longo da construção das lajes, ocorrem ligeiros aumentos das tensões de corte no solo abaixo da laje de fundo.

Estas conclusões podem também ser constadas na Fig. 6.17 onde se mostram pormenores das cruzetas das tensões principais efetivas. A sua análise permite corroborar o seguinte:

- Da fase 4.5 m de escavação para o final da escavação (10,0 m) ocorre rotação das cruzetas das tensões principais efetivas (nos pontos do solo abaixo da base da escavação) o que corresponde ao aumento das tensões de desvio (tensões de corte), logo, a deformações distorcionais; as tensões médias efetivas mantêm-se praticamente inalteradas, exceto nos pontos ao nível da face inferior da laje de fundo em que algum efeito da consolidação é notório;
- Verifica-se a diminuição das tensões efetivas verticais e horizontais, logo, da tensão média efetiva, ao longo da construção das lajes no solo subjacente à laje de fundo (este facto pode ser comprovado comparando a dimensão média da cruzeta de tensão de qualquer ponto no final da escavação com a cruzeta de tensão do respetivo ponto no final da construção das lajes).

De seguida passar-se-á à análise dos níveis de tensão mobilizados no maciço ao longo da escavação e no fim da construção das lajes (Fig. 6.18). Como se referiu em 4.2.2, o nível de tensão em solos normalmente consolidados ou ligeiramente sobreconsolidados varia entre 0 e 1 (situação de estado crítico). Analisando a Fig. 6.18 verifica-se o seguinte:

- Durante o período de escavação, associado aos aumentos da tensão de desvio supracomentados (e mantendo-se praticamente constantes as tensões médias efetivas), os níveis de tensão aumentam significativamente com o progresso dos trabalhos de remoção de terras, principalmente à superfície do lado escavado e junto à cortina no lado suportado devido à descompressão conferida pela deformação da cortina;
- No lado suportado, a zona em estado crítico estende-se numa grande área do maciço argiloso sobretudo no final da escavação;
- No fim da construção das lajes verifica-se que ocorreu um aumento do nível de tensão devido a alguma dissipação dos excessos de pressão neutra negativos que leva a que a trajetória de tensões se aproxime da LEC (linha de estados críticos).

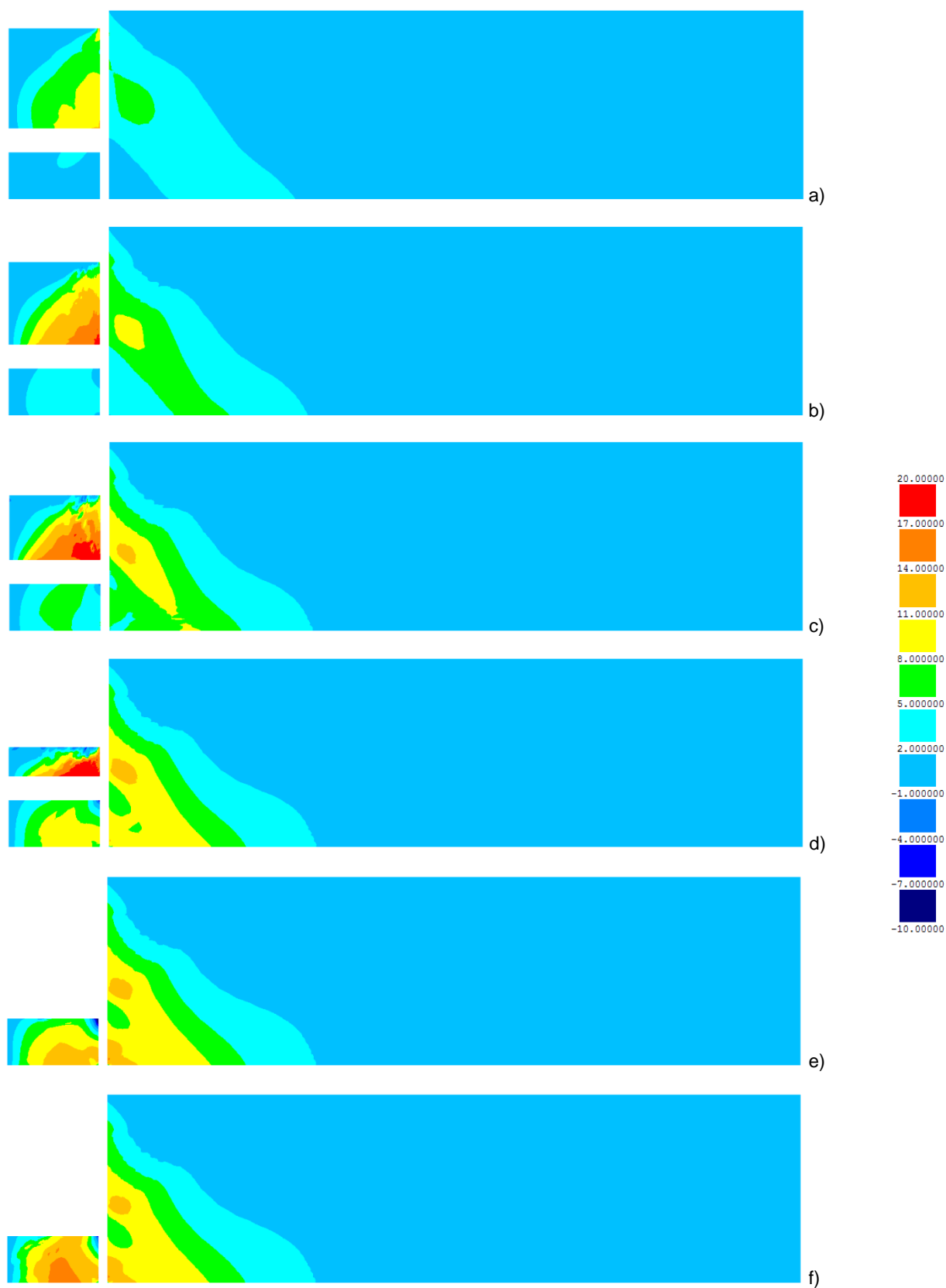


Fig. 6.16 – Tensões de corte nos planos horizontais e verticais (τ_{xy}) [kPa] no maciço argiloso durante o período de construção: a) 1,5 m de escavação; b) 3,0 m de escavação; c) 4,5 m de escavação; d) 7,5 m de escavação; e) final da escavação (10,0 m); f) final da construção das lajes

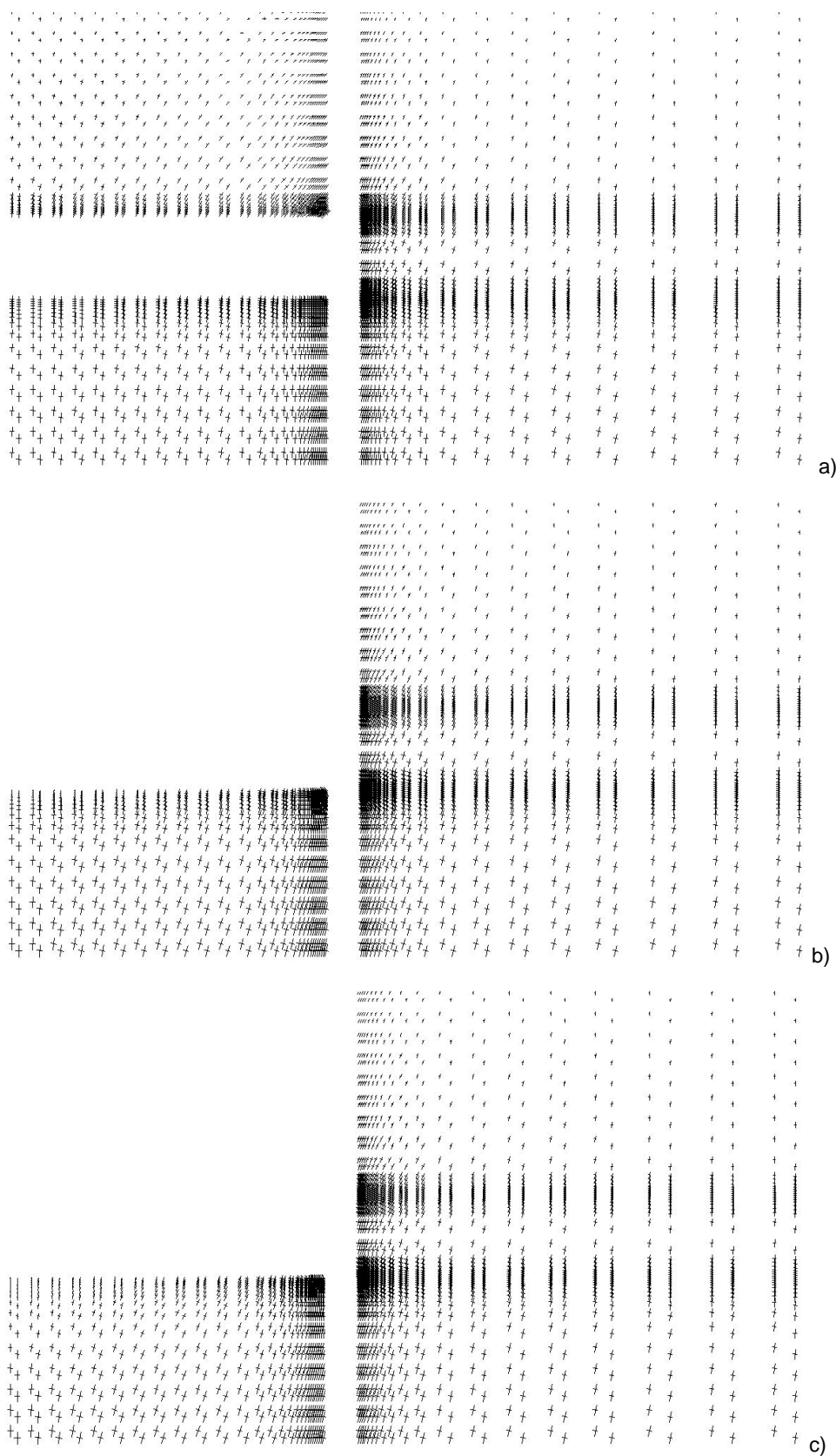


Fig. 6.17 – Pormenor das cruzetas das tensões principais efetivas no maciço argiloso no período de construção: a) 4,5 m de escavação; b) final da escavação (10,0 m); c) final da construção das lajes

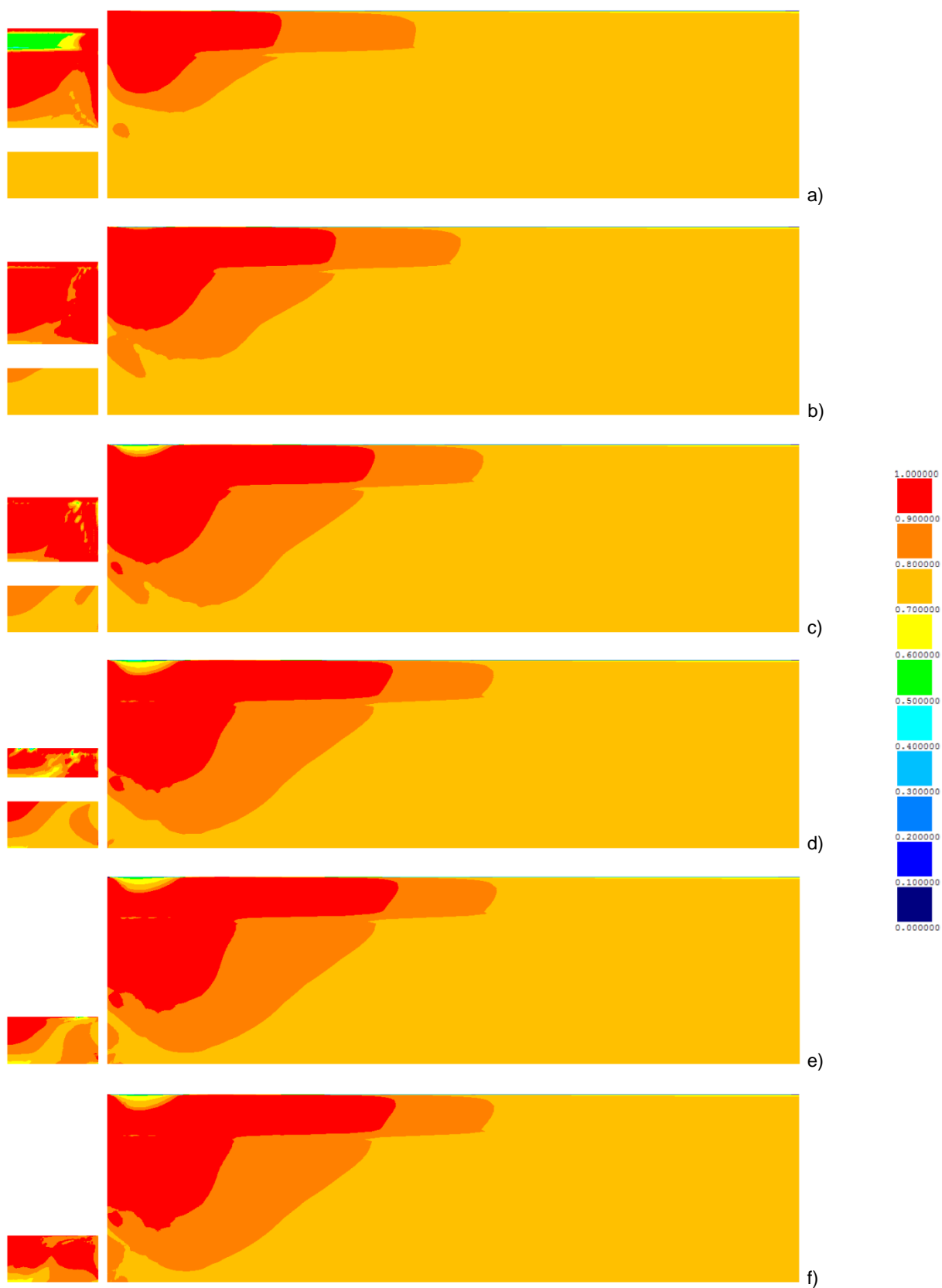


Fig. 6.18 – Níveis de tensão no maciço argiloso durante o período de construção: a) 1,5 m de escavação; b) 3,0 m de escavação; c) 4,5 m de escavação; d) 7,5 m de escavação; e) final da escavação (10,0 m); f) final da construção das lajes

6.2.2.2. Deslocamentos

Passar-se-á agora à análise dos movimentos induzidos pela escavação não só no maciço, mas também na estrutura de contenção.

A Fig. 6.19 mostra a malha deformada ao longo dos trabalhos de escavação. É bastante perceptível a evolução do levantamento do fundo da escavação, dos deslocamentos laterais da estrutura de suporte e dos movimentos à superfície do terreno suportado. De modo a compreender melhor a evolução dos deslocamentos laterais da cortina, apresenta-se o gráfico da Fig. 6.20. O exame desta figura permite identificar alguns aspetos típicos deste tipo de obras. Assim sendo, analisando a figura, pode concluir-se o seguinte:

- Na fase autoportante, ou seja, na fase em que nenhuma escora foi colocada em serviço (escavação até 1,5 m de profundidade) o deslocamento máximo é atingido no topo. A deformada da cortina nesta fase apresenta uma configuração linear desde a laje de fundo até ao topo. Pode verificar-se a importância da adoção nos projetos deste tipo de obras de uma laje de fundo que, ao funcionar como um apoio estrutural desde o início dos trabalhos, permite limitar à partida a deformação da cortina;
- A partir do momento em que a primeira escora é colocada em serviço, a cortina começa a rodar em torno desse nível de escoramento e a apresentar uma deformada com convexidade voltada para a escavação, invertendo-se a tendência verificada anteriormente; o mesmo acontece com as restantes 2 escoras;
- Com a instalação dos sucessivos níveis de escoras, os movimentos da cortina acima da base de escavação vão sendo cada vez menores, pois dependem consideravelmente da rigidez das escoras; quando se procede à escavação de determinado nível apenas existe a parede de *jet grout* e, quando se procede à escavação do nível seguinte, a contenção já é mista, logo menos deformável;
- A maior percentagem dos deslocamentos dá-se abaixo do nível de escavação; estes dependem consideravelmente da rigidez e resistência ao corte do solo;
- O deslocamento máximo (51,37 mm – 0,51% da profundidade de escavação) ocorre aos 5,0 m de profundidade e é atingido na última fase de escavação;
- A substituição do sistema de escoramento provisório (escoras) pelo sistema de escoramento definitivo (lajes maciças de betão armado), devido ao aumento em 0,5 m dos vãos entre apoios, conduz a um aumento de 0,58% do deslocamento máximo, ou seja, o deslocamento máximo passou de 51,37 mm para 51,67 mm e ocorre aos 4,5 m de profundidade.

Feita análise dos deslocamentos laterais da contenção, seguir-se-á a análise dos deslocamentos que a escavação induz à superfície do terreno suportado. Tendo em conta os pressupostos iniciais da análise, ou seja, que a escavação ocorre num curto espaço de tempo, é, pois, lícito admitir que o maciço se deforma aproximadamente sem variação volumétrica já que a baixa permeabilidade do solo não permite a variação instantânea do teor em água. Por conseguinte, os deslocamentos à superfície do solo suportado estão dependentes das deformações que a cortina experimenta, pois o maciço deforma-se praticamente a volume constante. Deste modo, se se pretender minimizar aqueles, devido à existência de infra-estruturas em redor da escavação, terão de ser tomadas medidas convenientes para minimizar estes (Matos Fernandes, 1990).

Na Fig. 6.21 e na Fig. 6.22 ilustram-se a evolução dos deslocamentos horizontais à superfície do terreno suportado ao longo dos trabalhos de remoção de terras e ao longo da construção das lajes, respetivamente.

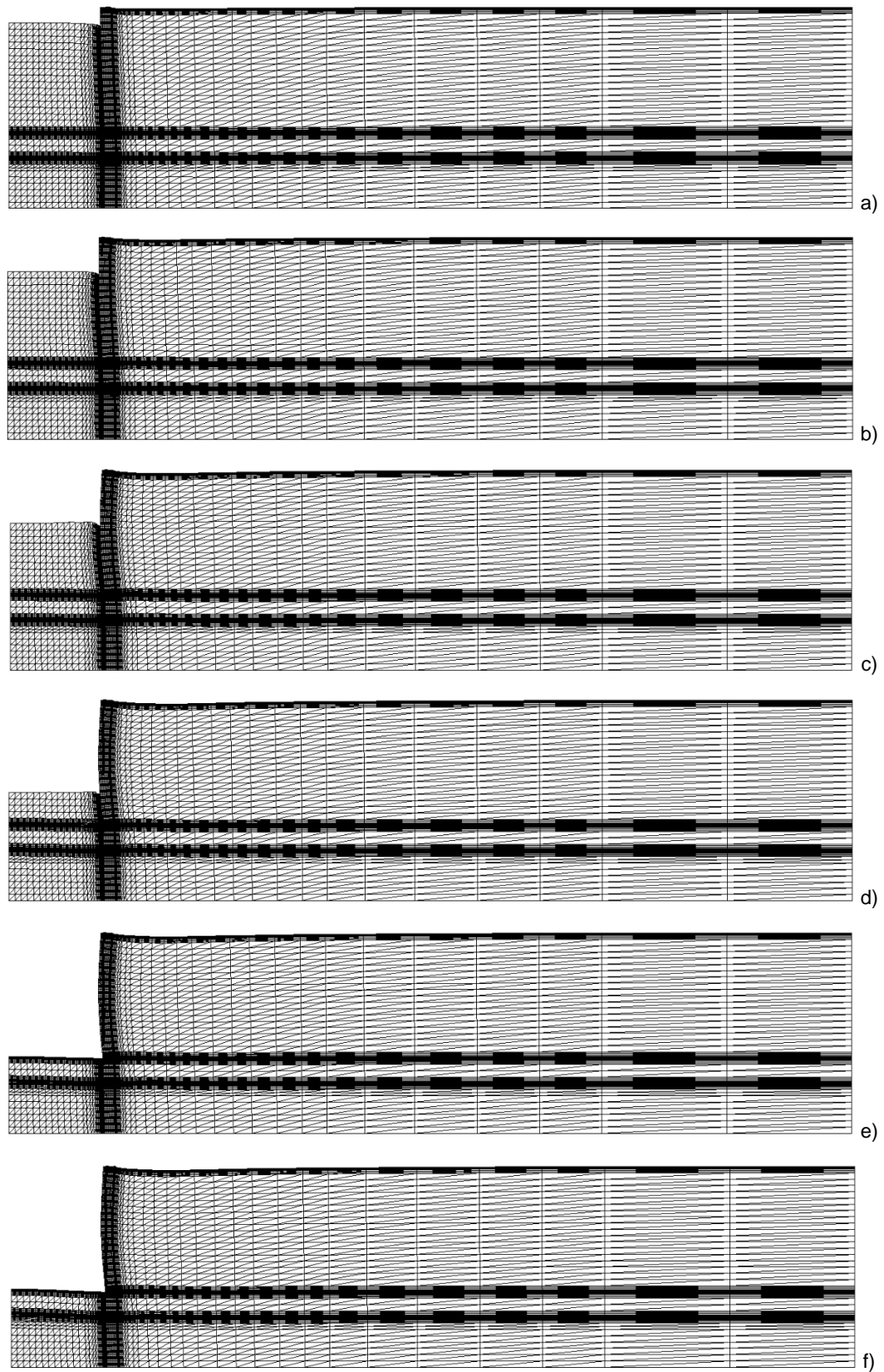


Fig. 6.19 – Malha deformada (fator de ampliação dos deslocamentos igual a 10) ao longo do período de construção: a) 1,5 m de escavação; b) 3,0 m de escavação; c) 4,5 m de escavação; d) 7,5 m de escavação; e) final da escavação (10,0 m); f) final da construção das lajes

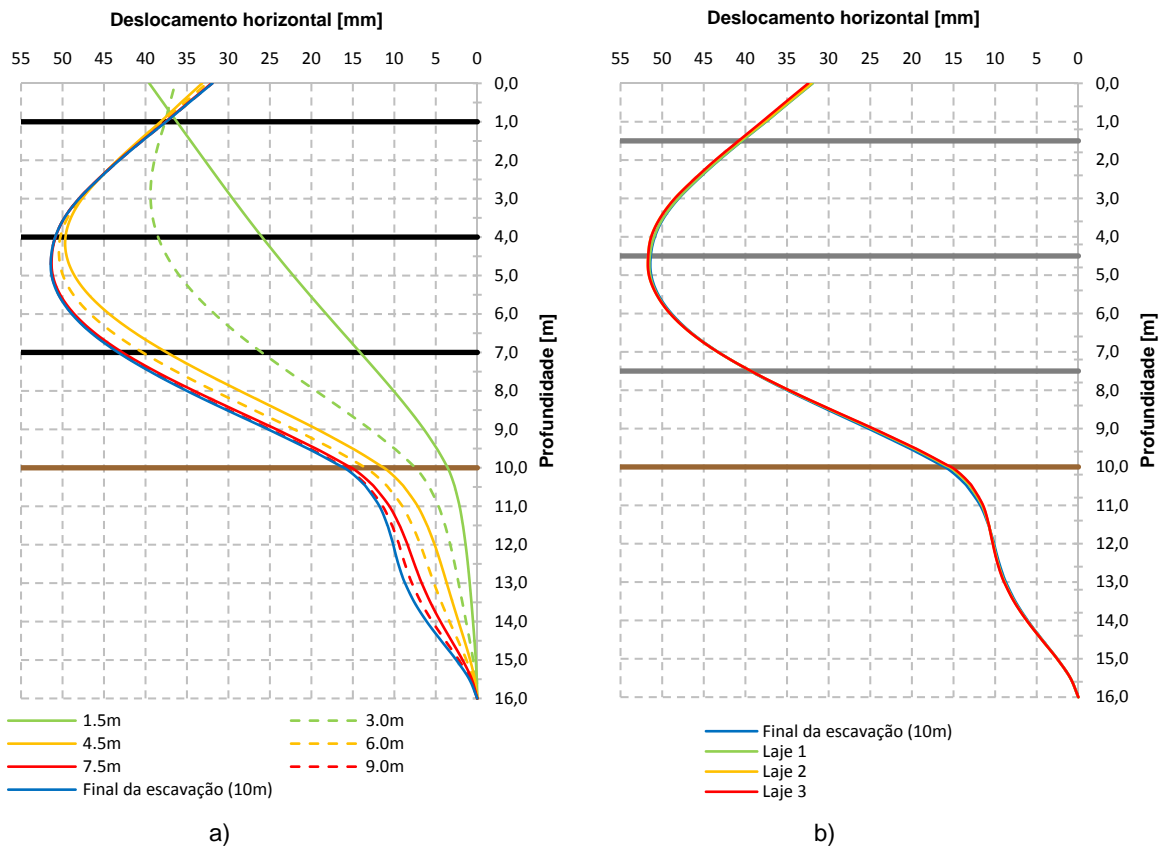


Fig. 6.20 – Deslocamentos horizontais da cortina de *jet grout*: a) ao longo da escavação; b) ao longo da construção das lajes

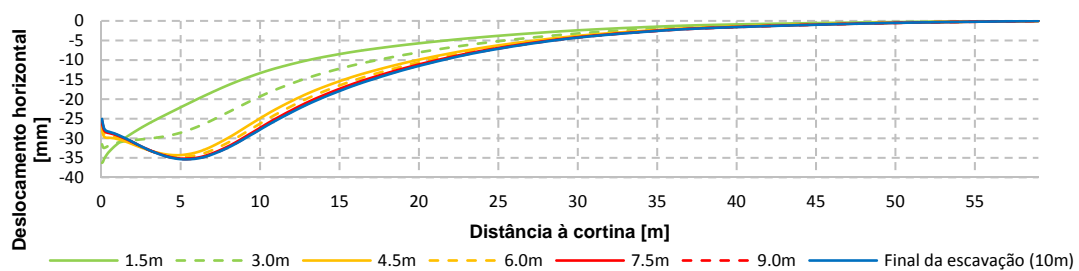


Fig. 6.21 – Deslocamentos horizontais da superfície do terreno suportado ao longo da escavação

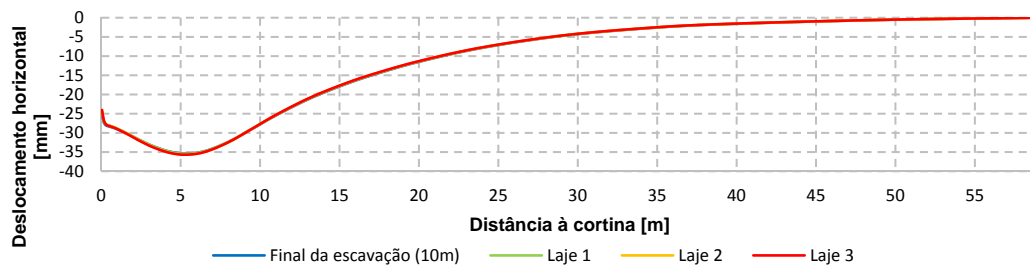


Fig. 6.22 – Deslocamentos horizontais da superfície do terreno suportado ao longo da construção das lajes

O exame da Fig. 6.21 permite constatar que após a primeira fase, em que o deslocamento junto à cortina aumenta, este tende a diminuir com o decorrer da escavação devido à rotação da cortina em torno do primeiro nível de escoramento. O deslocamento máximo horizontal é atingido no final da escavação e vale 35,38 mm ocorrendo a 5,30 m de distância da cortina. Com a construção das lajes verifica-se um ligeiro aumento do deslocamento máximo para os 35,69 mm devido ao ligeiro movimento da cortina nesse período.

No que se refere aos deslocamentos verticais, isto é, aos assentamentos verificados à superfície do terreno suportado, atente-se nas Fig. 6.23 e Fig. 6.24. Numa primeira análise, constata-se que o perfil côncavo apresentado pela bacia de subsidência é típico de escavações em solos moles, em que o pé da cortina apresenta boas condições de apoio, mobilizando-se elevadas tensões tangenciais entre esta e o solo (Costa, 2005).

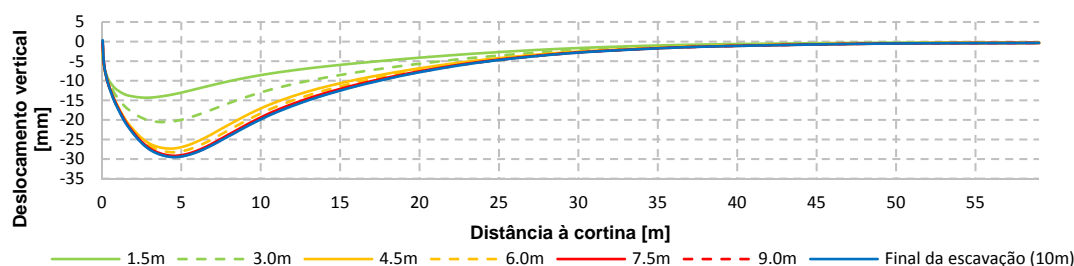


Fig. 6.23 – Deslocamentos verticais da superfície do terreno suportado ao longo da escavação

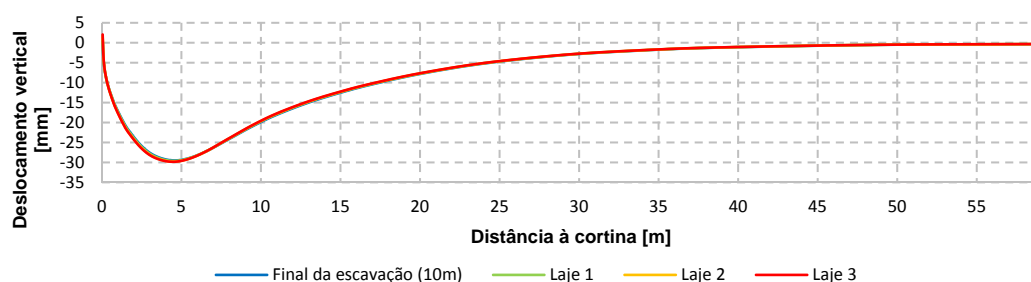


Fig. 6.24 – Deslocamentos verticais da superfície do terreno suportado ao longo da construção das lajes

Ao longo da escavação verifica-se que o assentamento máximo vai aumentando, atingindo o seu valor máximo no final da escavação (29,45 mm – 0,29% da profundidade de escavação) a 4,3 m de distância da cortina; junto à cortina o assentamento vai diminuindo com o decorrer da escavação, sendo que, no final da escavação existe um ligeiro levantamento de cerca de 0,34 mm. Daqui pode concluir-se que o integral das tensões tangenciais desenvolvidas entre o solo e a cortina é maior que o peso dos painéis da parede Berlim, impondo à estrutura de suporte uma deformação elástica de sentido ascendente, visto que ela se encontra encastrada no firme. Com a construção das lajes, praticamente não existem alterações na configuração dos assentamentos à superfície. Contudo, junto à cortina, o valor do levantamento do solo atinge os 2,06 mm devido à expansão do solo conferida pela dissipação dos excessos de pressão neutra negativos gerados aquando da escavação.

Como seria de esperar, o assentamento máximo verificado no final da escavação (29,45 mm) é menor que o deslocamento máximo da parede (51,37 mm). Já foi referido que a área abrangida pelo movimento da cortina para o interior da escavação é aproximadamente igual à área envolvida pela superfície do

terreno no seu movimento descendente (condições não drenadas). Uma vez que a primeira das áreas se estende 16,0 m na vertical e a segunda das áreas se estende na horizontal numa extensão maior, para as duas áreas serem aproximadamente iguais é necessário que o perfil com maior extensão (deslocamentos verticais) tenha uma configuração mais estreita, logo, os assentamentos serão menores que deslocamentos laterais da cortina.

Analizados os deslocamentos à superfície do terreno suportado, interessa agora analisar a evolução do levantamento da base da escavação no final desta e ao longo de todo o processo construtivo das lajes maciças de betão armado. Estes movimentos apresentam-se nas Fig. 6.25 e Fig. 6.26.

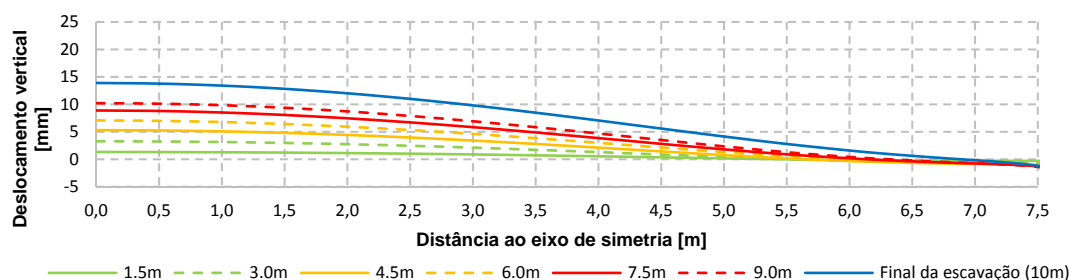


Fig. 6.25 – Deslocamentos verticais da base da escavação ao longo da escavação

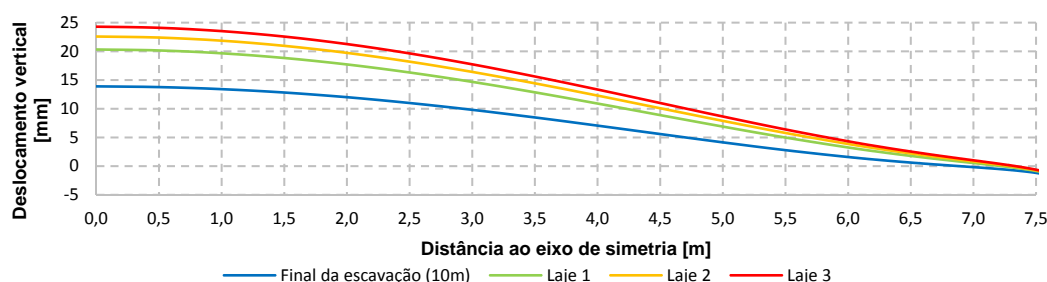


Fig. 6.26 – Deslocamentos verticais da base da escavação ao longo da construção das lajes

Conforme mostra a Fig. 6.25, os movimentos ascendentes do fundo da escavação, ou seja, da laje de fundo, intensificam-se com o progredir da mesma. O seu valor máximo é atingido no final da escavação sobre o eixo de simetria e toma o valor de 13,89 mm (0,14% da profundidade de escavação). Estes movimentos ascendentes são devidos à descompressão vertical conferida pela remoção das terras e à compressão lateral resultante do movimento da cortina para o interior da escavação (efeito de *Poisson*). À medida que a distância ao eixo de simetria aumenta, menor é o levantamento da laje de fundo devido à mobilização de tensões de corte nas interfaces solo-parede e parede-laje de *jet grout*. Ao longo da construção das lajes verifica-se que o levantamento do fundo tende a progredir, cada vez a um menor ritmo, sendo que, sobre o eixo de simetria ocorreu um aumento de 74,94% do deslocamento. Esta progressão do levantamento é devida à dissipação dos excessos de pressão neutra negativos das camadas mais superficiais junto à face inferior da laje de *jet grout* que constitui uma superfície de drenagem.

6.2.2.3. Esforços axiais nas escoras e lajes de betão armado

A evolução dos esforços nas três escoras que constituem o sistema de escoramento provisório encontra-se representada na Fig. 6.27. A Fig. 6.28 mostra a evolução dos esforços das escoras e das lajes com a construção destas (o esforço axial das lajes está apresentado em kN/escora, o que corresponde a kN/4,0 m de desenvolvimento longitudinal – note-se que o afastamento longitudinal das escoras é 4,0m). O exame das figuras permite constatar o seguinte:

- O esforço axial das escoras 2 e 3 aumenta com o progresso da escavação; aquando da colocação da escora 3, o esforço axial da escora 2 cresce a um menor ritmo, pois a instalação da escora 3 permite aliviar o esforço nesta escora;
- O esforço axial na escora 1 aumenta nas fases de escavação consecutivas à sua colocação em serviço até à instalação da escora 2, passando para um ritmo de diminuição menor aquando da instalação da escora 3;
- Com a remoção das escoras para a instalação das lajes, ocorrem incrementos nos esforços axiais das escoras 1 e 2 devido ao aumento de vãos aquando da construção das lajes 1 e 2;
- Quando as escoras 3 e 2 são removidas, os esforços nelas instalados, são conduzidos para a escora 2 e laje 1 e para a escora 1 e laje 2, respetivamente;
- O esforço axial nas lajes atinge o seu valor máximo aquando da sua colocação em serviço, ou seja, aquando da remoção do respetivo nível de escoramento, assistindo-se posteriormente a uma diminuição progressiva do seu esforço.

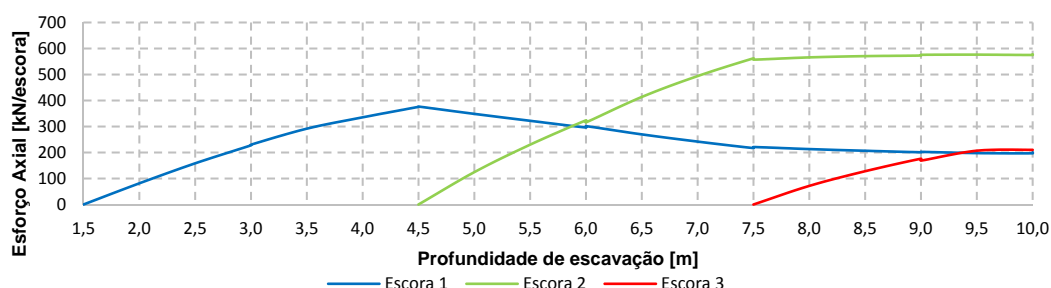


Fig. 6.27 – Evolução do esforço axial (compressão) nas escoras ao longo da escavação

Quadro 6.7 – Definição das fases ao longo da construção das lajes de betão armado

Fase	Descrição
0	Final da escavação (10,0 m)
1	Final da construção da laje 1
2	Final da construção da laje 2
3	Final da construção da laje 3
4	Após a construção das lajes

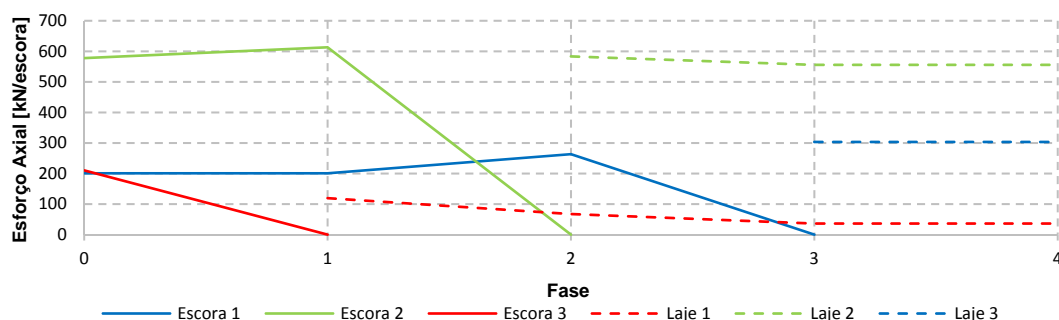


Fig. 6.28 – Evolução do esforço axial (compressão) nas escoras e nas lajes ao longo da construção destas

6.2.2.4. Momentos fletores na parede de *jet grout*

A Fig. 6.29 mostra a evolução dos momentos fletores ao longo da escavação e da construção das lajes na parede que é construída previamente ao início dos trabalhos de remoção de terras. A sua análise permite verificar o seguinte:

- O momento máximo negativo (ao nível da face superior da laje de fundo – $368,54 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$), o momento no pé da cortina (momento de encastramento) e o momento máximo positivo abaixo da laje de fundo aumentam com o decorrer da escavação;
- A partir da fase de escavação 4,5 m, em que a escora 2 já se encontra instalada, observa-se a influência desta escora ao reduzir aí o momento positivo relativamente à fase de escavação 4,5 m; no que diz respeito às escoras 1 e 3, uma vez que apresentam um esforço axial reduzido, têm menos influência no diagrama de momentos fletores;
- O momento máximo positivo ($193,09 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$) é atingido na fase de escavação 7,5 m, sendo que, no final da escavação vale $188,90 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$;
- Com a construção das lajes, fruto das alterações dos vãos entre os apoios, ocorre um pequeno aumento do momento máximo negativo ao nível da base da escavação, do momento máximo positivo abaixo desta e um aumento do momento máximo positivo acima desta (na zona escorada).

6.2.2.5. Momentos fletores na parede tipo Berlim definitiva

Na Fig. 6.30 a) está apresentado o diagrama de momentos fletores na parede Berlim ao longo da escavação. A partir da sua observação pode verificar-se que o momento máximo negativo vai aumentando com o decorrer da escavação, logo, atinge o seu valor máximo no final desta. Nos últimos 1,5 m de cada fase (exceto das fase 3,0 m e 4,5 m), o diagrama apresenta a configuração típica de uma consola, pois é nas extremidades de cada painel que se efetua a transmissão de cargas horizontais. A construção das lajes introduz alterações significativas na distribuição dos momentos fletores ao longo da parede, fruto das sucessivas alterações de vãos. No final da construção da última laje, o momento máximo negativo é maior que o ocorrido no final da escavação e situa-se a maior profundidade. Nesta última fase atinge-se um momento positivo de $2,61 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$ ao nível da laje 1.

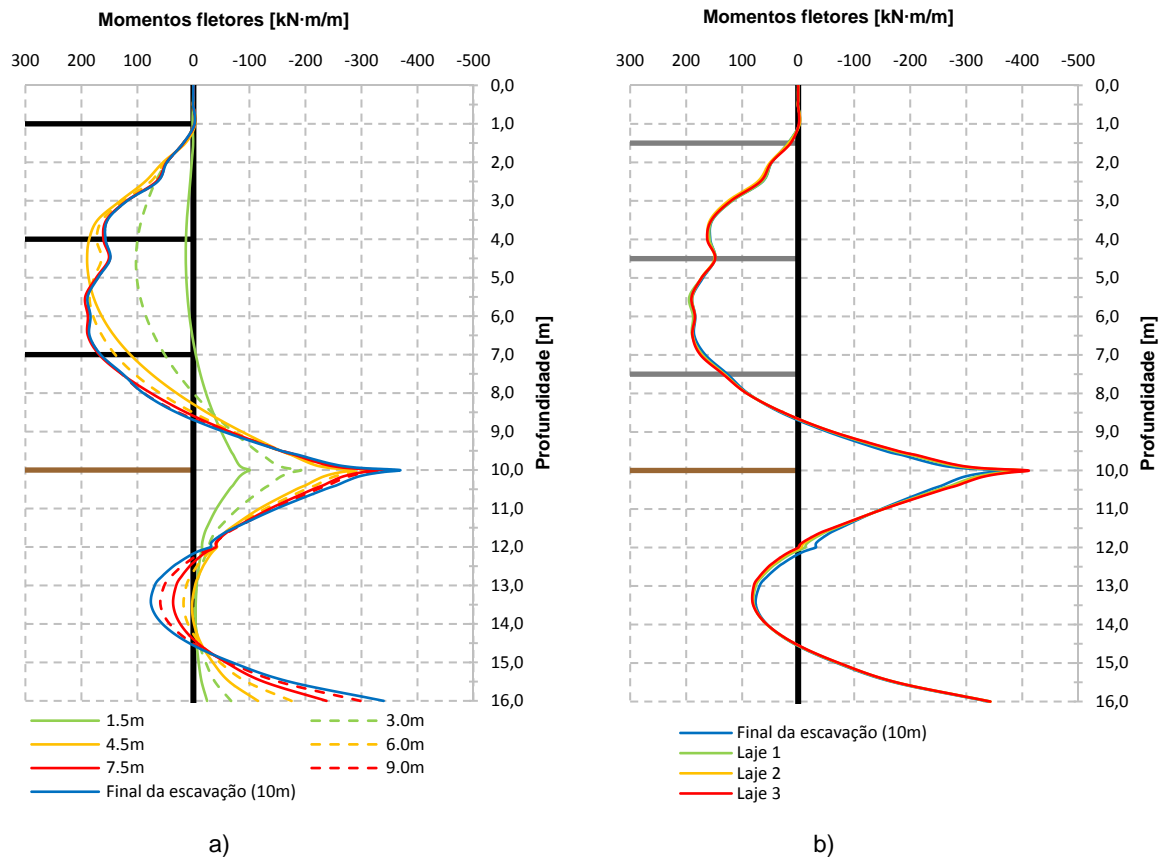


Fig. 6.29 – Diagrama de momentos fletores na parede de *jet grout*. a) ao longo da escavação; b) ao longo da construção das lajes

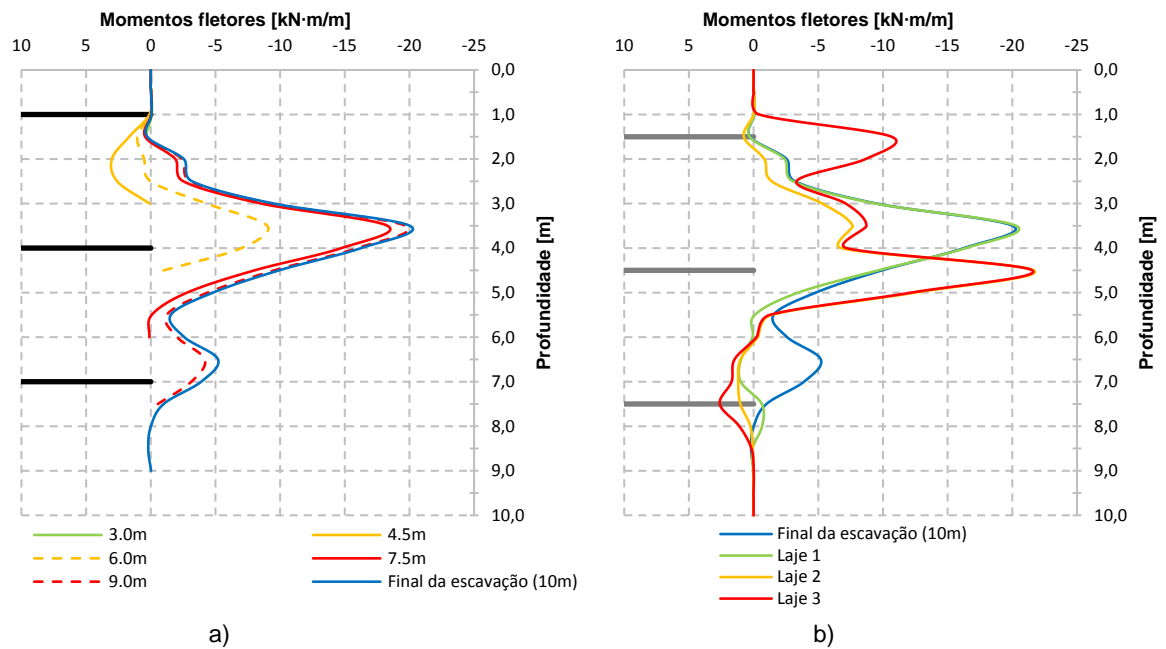


Fig. 6.30 – Diagrama de momentos fletores na parede tipo Berlim definitiva: a) ao longo da escavação; b) ao longo da construção das lajes

6.2.2.6. Esforços de compressão na laje de fundo

De seguida, apresenta-se a evolução do esforço axial de compressão na laje de fundo ao longo da escavação e da construção das lajes.

Analisando a Fig. 6.31 pode verificar-se que com o decorrer da escavação o esforço axial na laje de fundo é aproximadamente constante ao longo de toda a laje e vai aumentando com o decorrer da escavação devido ao movimento da estrutura de contenção para o interior do corte. Os principais aumentos do esforço axial na laje ocorrem nas primeiras fases de escavação, uma vez que é nestas fases que também ocorrem os maiores incrementos de deslocamentos da cortina. Com a construção das lajes (ver Fig. 6.32), verifica-se que ocorre uma ligeira diminuição do esforço axial instalado na laje, pois, observando a Fig. 6.20 b), verifica-se que nessa zona houve um ligeiro movimento da cortina contra o lado suportado, fruto da expansão do solo do lado escavado.

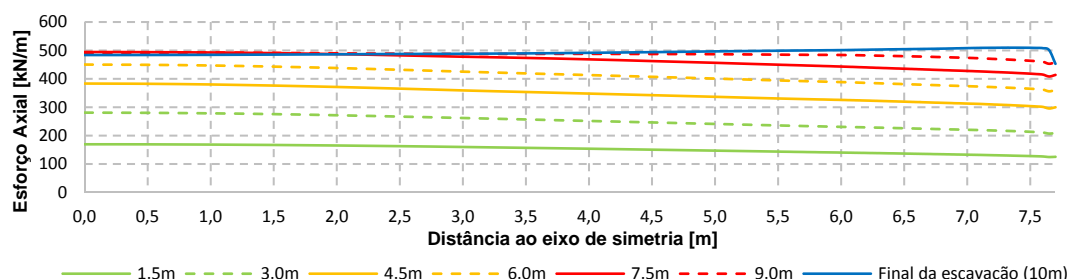


Fig. 6.31 – Evolução do esforço axial de compressão na laje de fundo ao longo da escavação

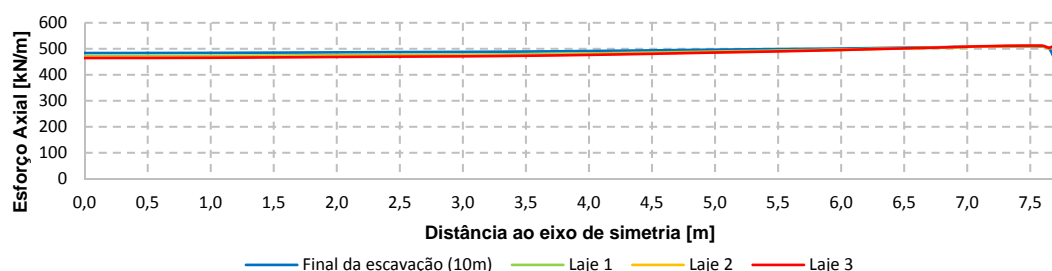


Fig. 6.32 – Evolução do esforço axial de compressão na laje de fundo ao longo da construção das lajes

6.2.2.7. Pressões do solo sobre as faces da cortina

Em seguida passar-se-á à análise das pressões exercidas sobre a parede. Esta análise é uma questão complexa devido ao fenómeno de redistribuição das tensões por efeito de arco e às variações de pressões neutras e de tensões horizontais efetivas dos solos argilosos saturados (Santos, 2014). Contudo, de forma a simplificar o seu estudo e interpretação, serão analisados os resultados da ação global, isto é, das tensões totais horizontais que são as tensões relevantes para o dimensionamento da parede.

A Fig. 6.33 mostra a distribuição das pressões totais (terras + água) que o maciço comunica às faces da cortina ao longo da escavação e ao longo da construção das lajes. Analisando o primeiro gráfico, constata-se que com o decorrer da escavação as pressões do lado escavado vão diminuindo devido à descompressão do maciço conferida pela remoção das terras e água e devido à diminuição das pressões neutras. No que diz respeito ao lado suportado, a diminuição das pressões é menos significativa do que no lado escavado. No lado suportado, as pressões diminuem não só devido ao movimento da estrutura

de suporte para o interior da escavação, mas também, devido à diminuição das pressões neutras. Neste lado é possível verificar a ocorrência de redistribuição de tensões da zona escorada e da zona abaixo da laje de fundo para esta zona (zona da laje de fundo). Observa-se também uma ténue concentração de tensões na zona do encastramento fruto do fenómeno de redistribuição de tensões. No período de construção das lajes, nota-se essencialmente um ligeiro aumento das pressões na face do lado escavado, facto que está associado ao efeito de consolidação desse lado (dissipação de excessos de pressão neutra negativos).

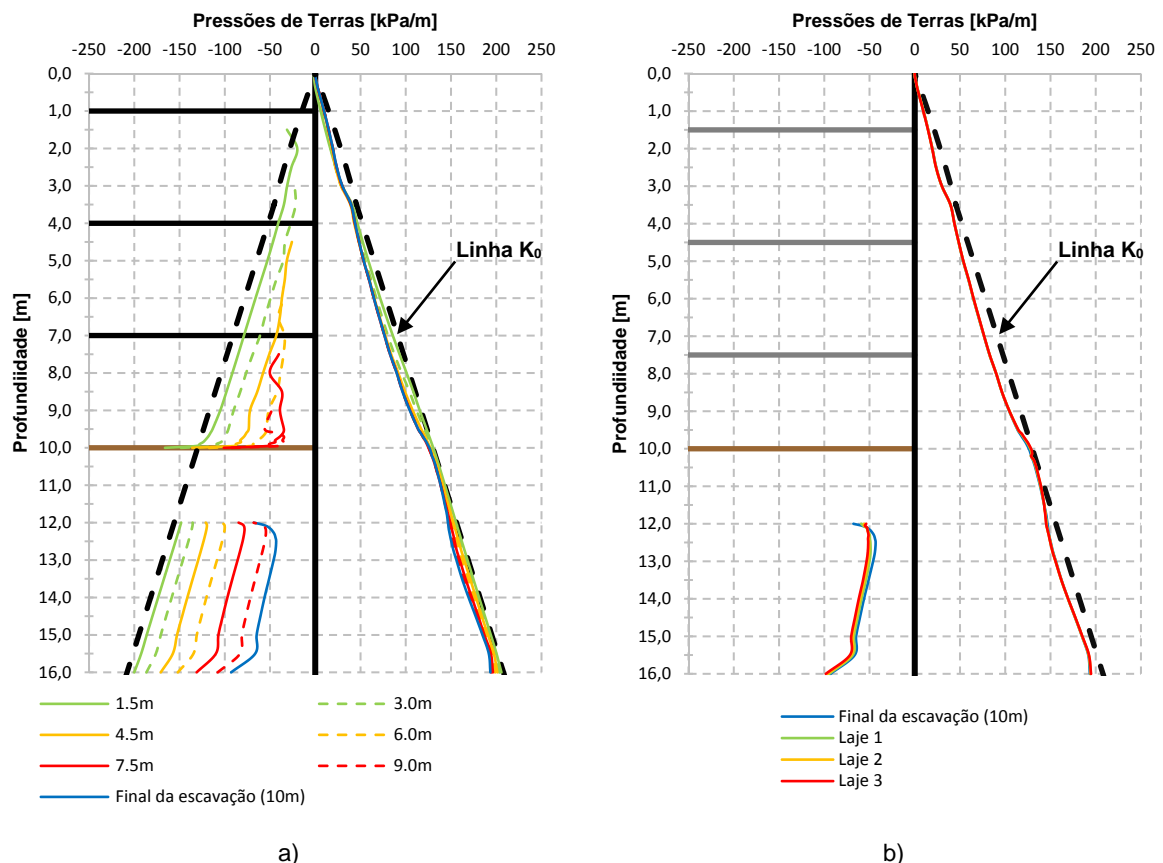


Fig. 6.33 – Diagrama de pressões do solo (tensões horizontais totais) sobre as faces da cortina: a) ao longo da escavação; b) ao longo da construção das lajes

6.2.3. PERÍODO PÓS-CONSTRUÇÃO

6.2.3.1. Considerações gerais

No ponto anterior foram apresentados os resultados referentes ao período de construção, ou seja, ao período correspondente à escavação e à construção das lajes. Como se viu, os incrementos de tensão total aplicados ao maciço resultantes da remoção das terras e água dividem-se em incrementos de pressão intersticial e de tensão efetiva (ver Fig. 6.10). Após este período, ocorrem deformações no maciço (principalmente de carácter volumétrico devido à alteração do teor em água existente no mesmo) diferidas no tempo resultantes da dissipação dos excessos de pressão neutra gerados no período construtivo. Dada a baixa permeabilidade do solo e a rapidez de construção (comparativamente ao tempo necessário para que ocorra a dissipação dos excessos de pressão neutra gerados), os gradientes hidráulicos gerados demoram um período considerável a dissiparem-se. Neste período ocorrem transferências de carga da água

(pressões neutras) para o esqueleto sólido (tensões efetivas). Este processo, que se designa por consolidação, termina no presente estudo quando se atinge o regime hidrostático em ambos os lados da estrutura de contenção.

6.2.3.2. Evolução do estado de tensão

Na Fig. 6.34, Fig. 6.35 e Fig. 6.36 apresentam-se, respetivamente, a evolução dos excessos de pressão neutra, um pormenor dos excessos de pressão neutra do lado suportado e a distribuição da pressão neutra no maciço argiloso ao longo do período de pós-construção. Recorda-se, novamente, que, no presente estudo, tal como definido no programa RECRIB, a noção de excesso de pressão neutra corresponde à diferença da pressão num determinado instante e do seu valor inicial (antes da escavação). Nestes termos, do lado escavado, devido ao rebaixamento do nível freático de 10,0 m, o valor a longo prazo do excesso de pressão neutra é de -100 kPa e não de zero como no lado suportado. Como se viu anteriormente, os excessos de pressão neutra gerados no período construtivo são quase na sua totalidade negativos, pelo que a sua dissipação leva à diminuição das tensões efetivas devido à expansão do solo determinada pelo aumento do teor em água. Analisando as três figuras pode concluir-se que a dissipação dos excessos de pressão neutra é mais rápida no solo do lado escavado, onde os gradientes de pressão são mais elevados, do que no solo do lado suportado; com o decorrer da consolidação, as pressões neutras, quer do lado escavado quer do lado suportado, vão tendendo para uma posição de equilíbrio hidrostático; no solo suportado este equilíbrio é igual ao que se encontrava antes do início da escavação, enquanto que no lado escavado, este equilíbrio é determinado, como se referiu, pela nova posição do nível freático no final da escavação (10,0 m de profundidade). Assim sendo, para a mesma profundidade, as pressões do lado escavado e do lado suportado diferem 100 kPa.

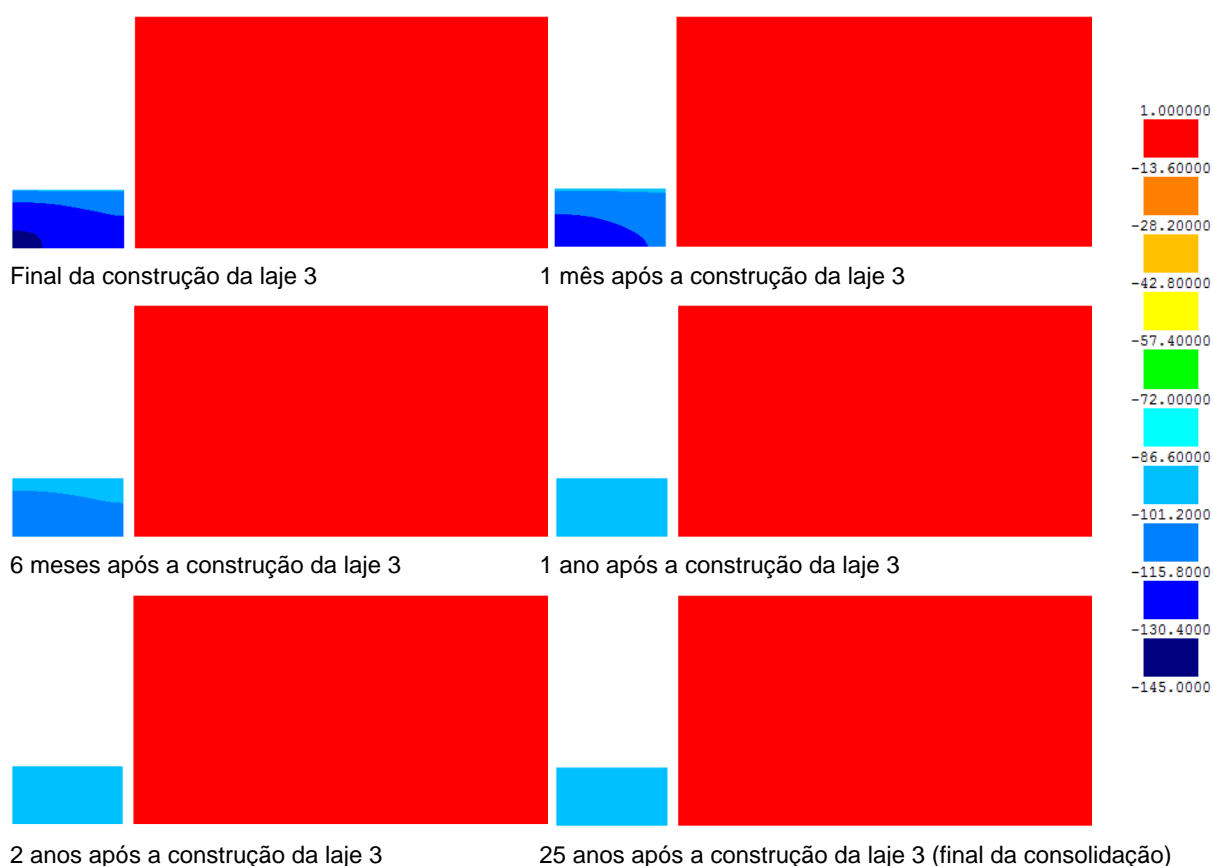


Fig. 6.34 – Excessos de pressão neutra [kPa] no maciço argiloso durante o período de pós-construção

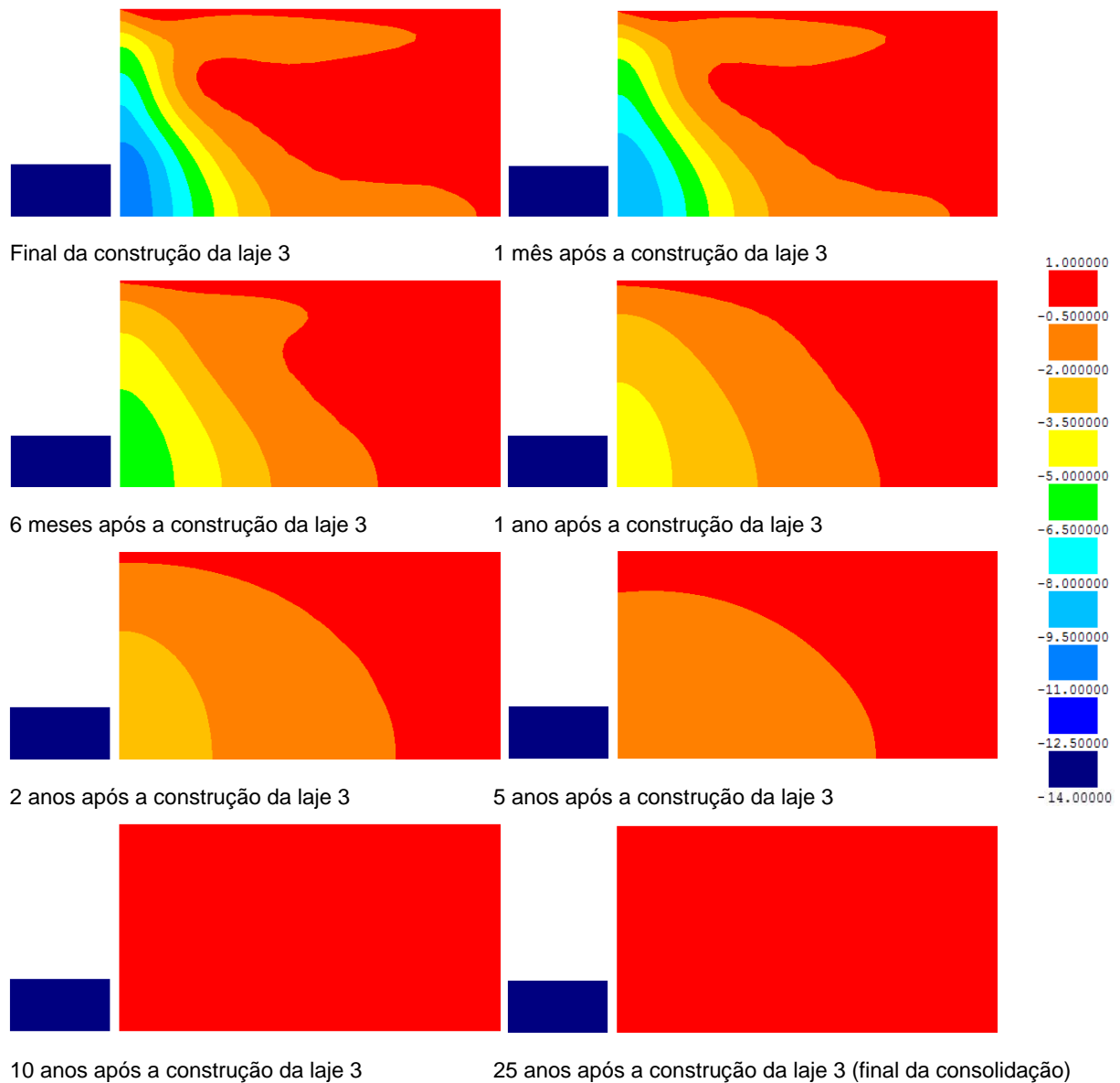


Fig. 6.35 – Pormenor dos excessos de pressão de neutra [kPa] do lado suportado durante o período de pós-construção

Na Fig. 6.37 e na Fig. 6.38 encontram-se representadas, respetivamente, as tensões efetivas verticais e horizontais no maciço argiloso. O exame dessas figuras permite concluir o seguinte:

- No maciço suportado, as tensões efetivas horizontais e verticais apresentam, respetivamente, um decréscimo significativo até aos 10 anos após a construção da laje 3 e até aos 2 anos após a construção da laje 3;
- Estes decréscimos das tensões efetivas (horizontais e verticais) são mais significativos na zona escorada e junto à cortina;
- Do lado escavado, as tensões efetivas horizontais e verticais (principalmente na zona próxima do eixo de simetria) apresentam decréscimos significativos até 1 ano após a escavação da construção das lajes, o que mostra, que a consolidação neste lado ocorre mais rapidamente que no lado suportado.

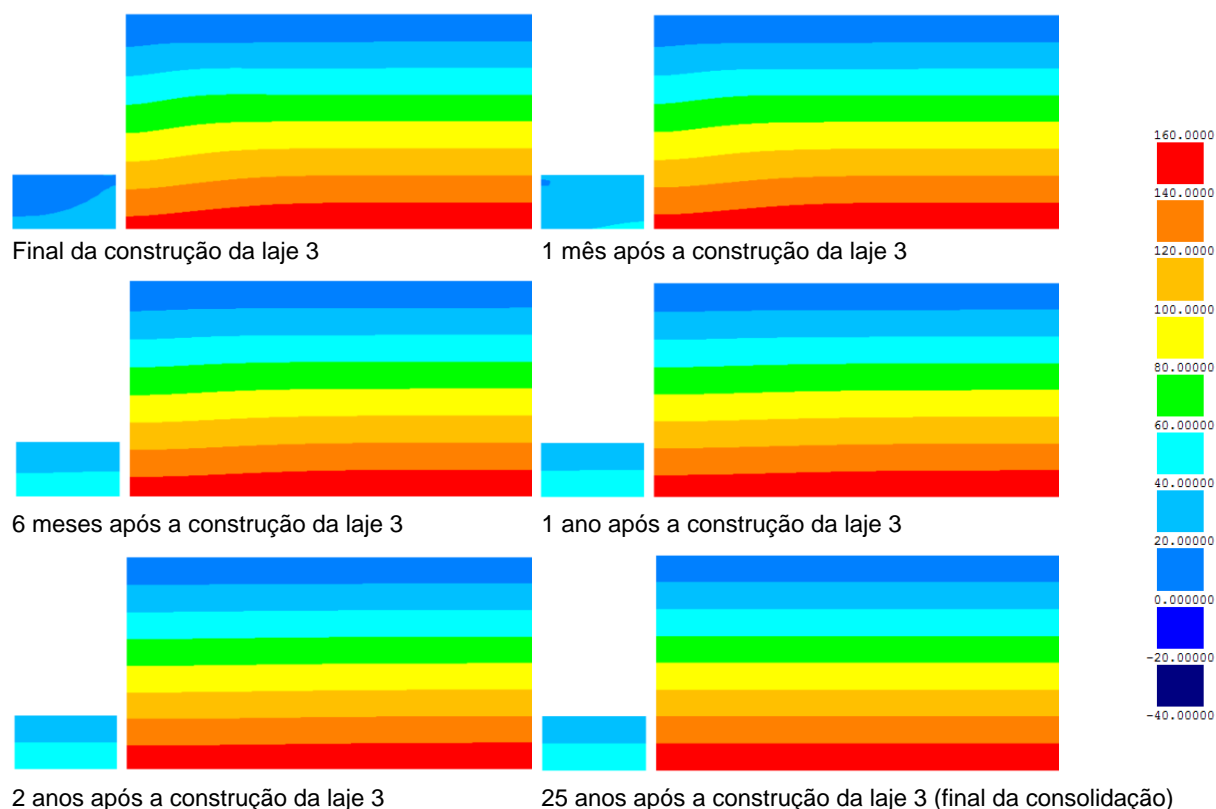


Fig. 6.36 – Pressões neutras [kPa] no maciço argiloso durante o período de pós-construção

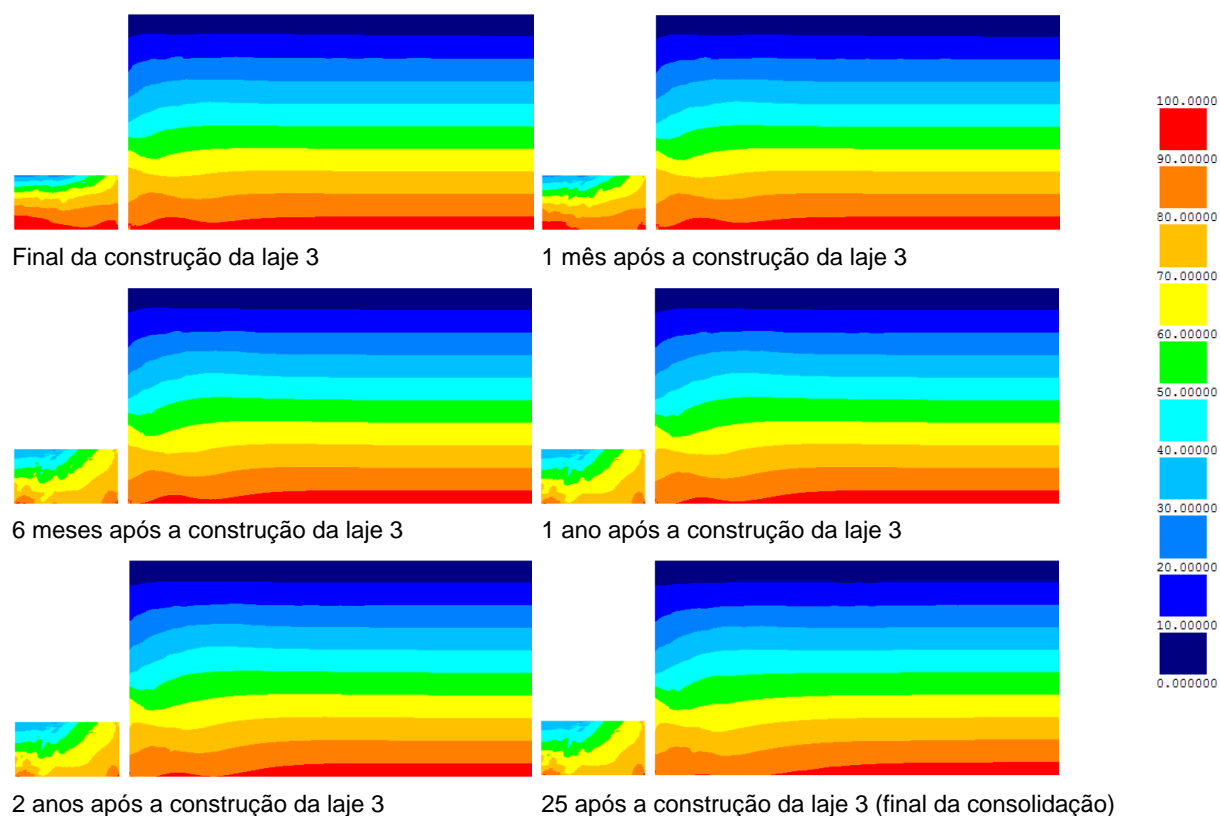


Fig. 6.37 – Tensões efetivas verticais [kPa] no maciço argiloso durante o período de pós-construção

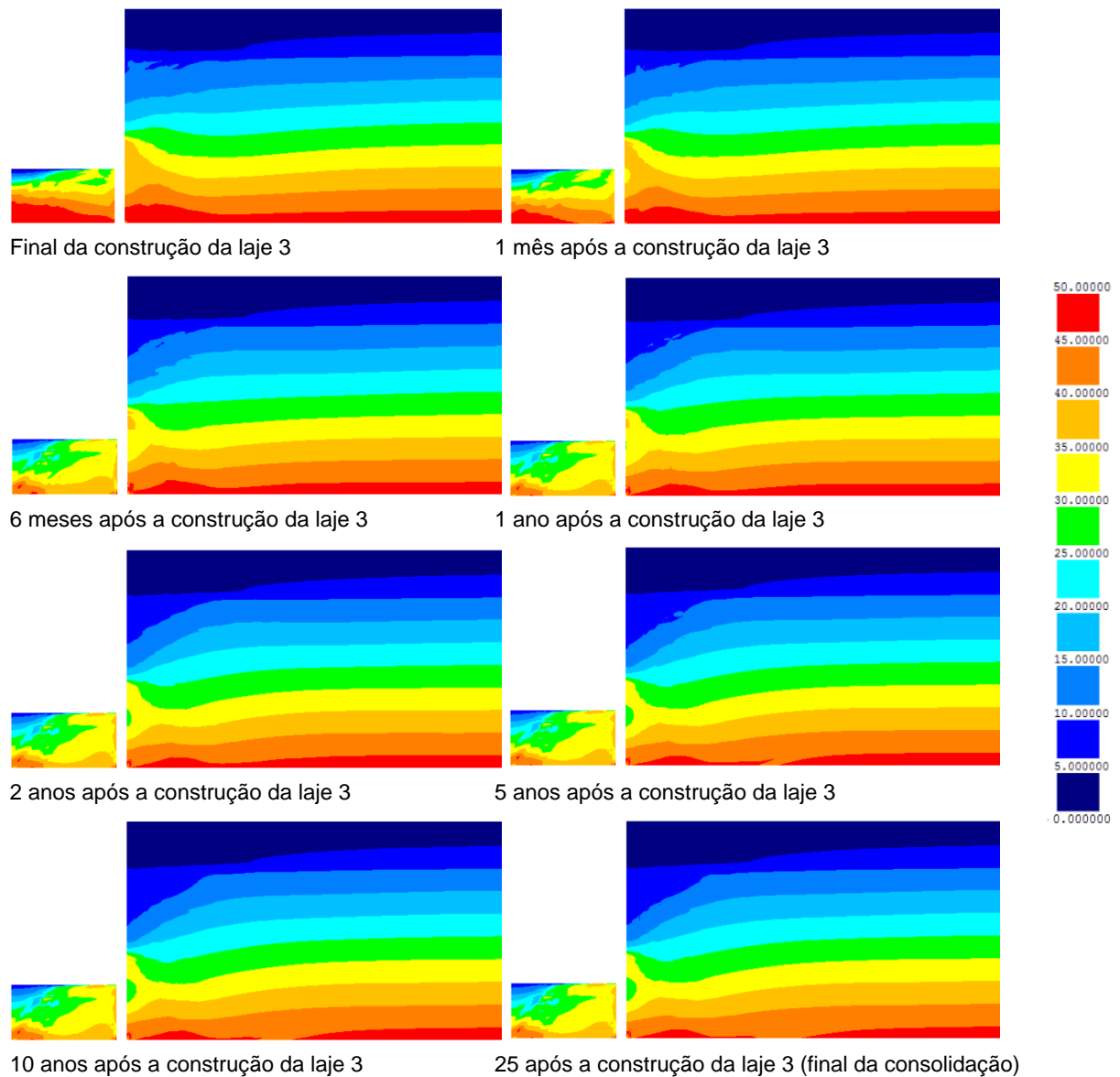


Fig. 6.38 – Tensões efetivas horizontais [kPa] no maciço argiloso durante o período de pós-construção

No que se refere às tensões de corte nos planos horizontais e verticais, a Fig. 6.39 permite verificar que o solo do lado escavado e o solo do lado suportado apresentam tendências distintas; no solo do lado escavado as tensões de corte nos planos horizontais e verticais tendem a aumentar ligeiramente no início da consolidação (os principais aumentos ocorrem até 1 ano após a construção da laje 3); por outro lado, no solo do lado suportado, estas tensões tendem a diminuir ligeiramente com a consolidação (as principais diminuições ocorrem até aos 10 anos após a construção da laje 3).

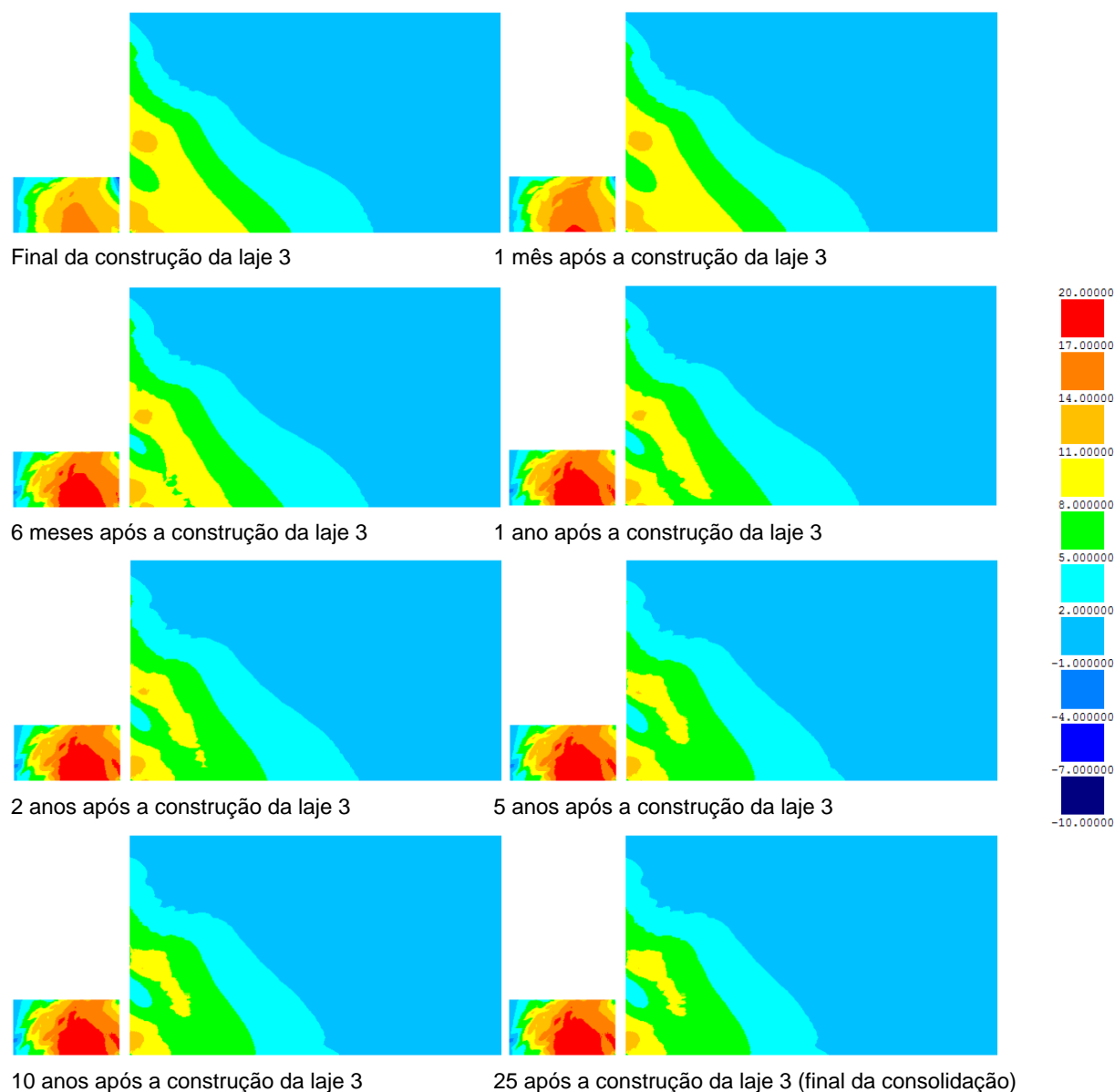


Fig. 6.39 – Tensões de corte nos planos horizontais e verticais (τ_{xy}) [kPa] no maciço argiloso durante o período pós-construção

De forma a complementar a interpretação da evolução do estado de tensão efetivo no maciço, apresentam-se de seguida (Fig. 6.40) os pormenores das cruzetas das tensões principais efetivas no final da construção da laje 3 e no final da consolidação. A partir do seu exame, pode verificar-se que ao longo da consolidação não são perceptíveis grandes rotações das cruzetas de tensão, uma vez que este facto está associado ao aumento das tensões de desvio que são a característica fundamental da evolução do estado de tensão durante a fase de escavação. Desta forma, não ocorrem alterações significativas nas direções das tensões principais. Todavia, é bastante perceptível a diminuição da tensão média efetiva associada à expansão do solo.

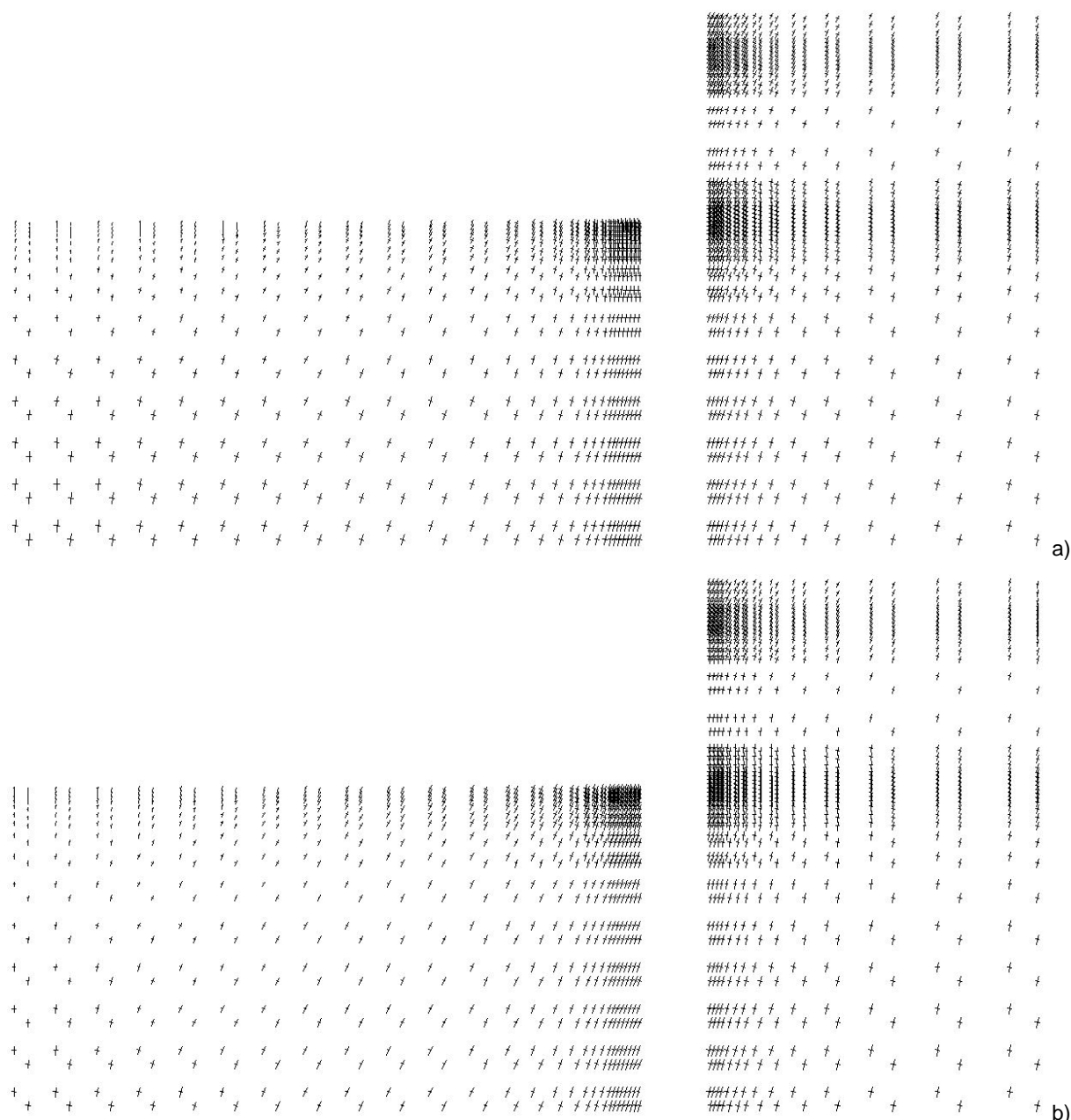


Fig. 6.40 – Pormenor das cruzetas das tensões principais efetivas no maciço argiloso: a) final da construção da laje 3; b) final da consolidação

Relativamente aos níveis de tensão ao longo da consolidação (período pós-construção), que se encontram ilustrados na Fig. 6.41, pode concluir-se o seguinte:

- No solo subjacente à laje de fundo, os níveis de tensão aumentam com a consolidação; as principais alterações ocorrem até 1 ano após a construção da laje 3 (facto de acordo com a evolução das tensões efetivas horizontal e vertical); este aumento do nível de tensão é devido à diminuição da tensão média efetiva associada, logicamente, à descompressão atrás referida (diminuição da tensão média efetiva sem variações expressivas das tensões de corte) durante o processo de consolidação;

- Do lado suportado, abaixo da laje de fundo, o nível de tensão aumenta com o decorrer do tempo; pelo contrário, na zona das lajes mais afastada da cortina existe diminuição do nível de tensão até 1 ano após a construção da laje 3 aumentando posteriormente.

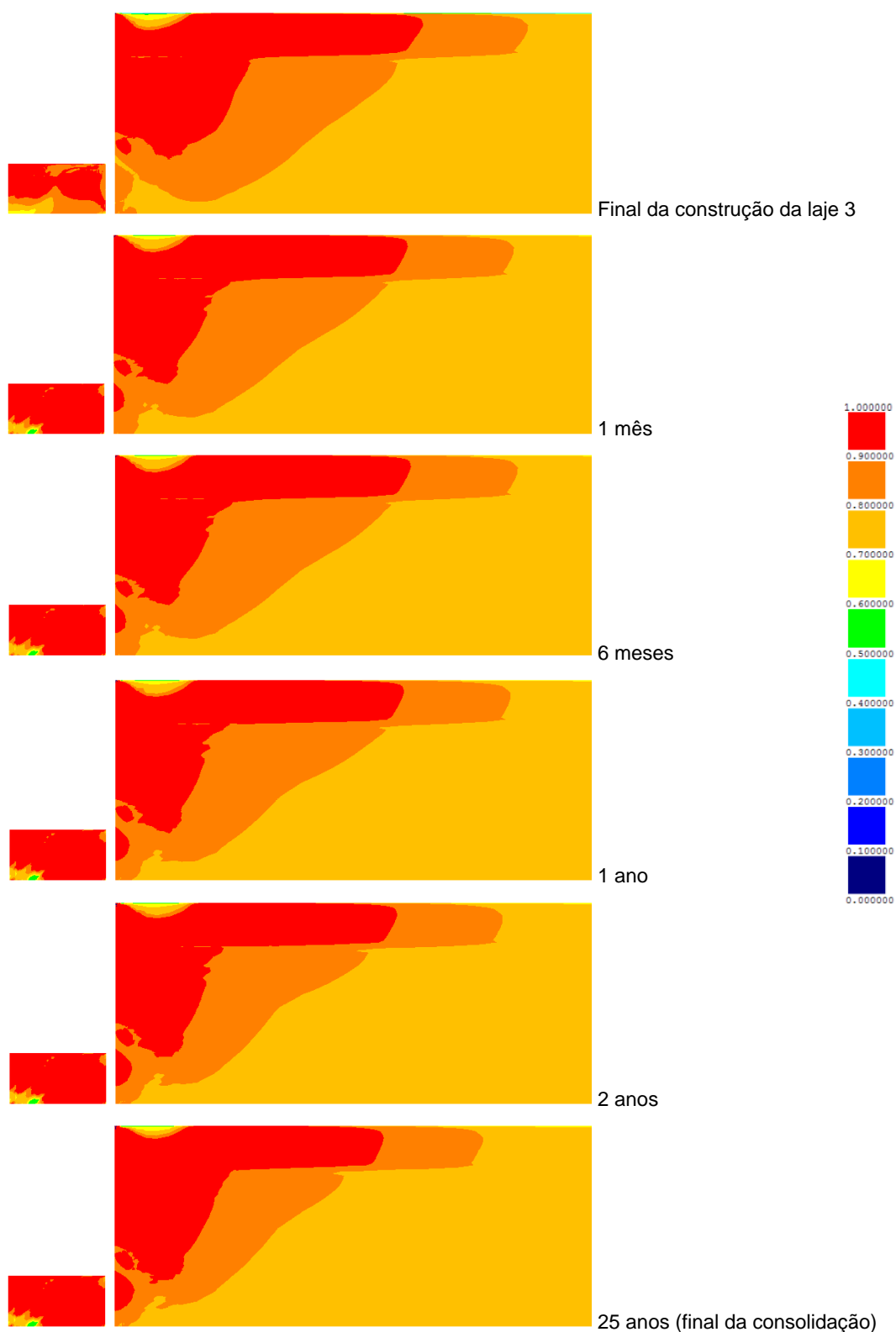


Fig. 6.41 – Níveis de tensão no maciço argiloso durante o período pós-construção (após a construção da laje 3)

6.2.3.3. Deslocamentos

Neste ponto, será analisado a evolução dos movimentos induzidos pela escavação ao longo do processo de consolidação. A Fig. 6.42 ilustra os deslocamentos da cortina no final da construção da laje 3 e no final da consolidação. A sua análise permite verificar que ao longo da consolidação praticamente não existem alterações relevantes nos deslocamentos da estrutura de contenção; o deslocamento horizontal máximo mantém-se e a maior diferença de deslocamentos verificada é inferior a 1,0 mm e dá-se ao nível da base da escavação, ou seja, ao nível da face superior da laje de *jet grout* em que a cortina se desloca 0,57 mm contra o terreno suportado, devido à expansão do maciço subjacente à escavação.

No que concerne aos movimentos à superfície do terreno suportado, apresentam-se as Fig. 6.43 e Fig. 6.44, que comparam, respetivamente, os deslocamentos horizontais e verticais ocorridos no final da construção da laje 3 e no final da consolidação. Como se pode constatar, quer os deslocamentos horizontais quer os deslocamentos verticais, diminuem com o processo da consolidação, ou seja, a superfície do terreno suportado tende a levantar, atenuando, desta forma, os deslocamentos ocorridos no período de construção. Este movimento contrário ao verificado no período de construção é devido à dissipação dos excessos de pressão neutra negativos. À medida que a distribuição das pressões neutras tende para a distribuição hidrostática, o teor em água do maciço aumenta levando à sua expansão e, por conseguinte, leva a um movimento ascendente da superfície do terreno suportado. Assim sendo, o assentamento máximo diminui 26% e o deslocamento máximo horizontal diminui 11,7%.

Por sua vez, na Fig. 6.45 apresentam-se os deslocamentos verticais na base da escavação no final da construção da laje 3 e no final da consolidação. Como seria de prever, o movimento ascendente do fundo da escavação (coincidente com a face superior da laje de fundo) tende a intensificar-se à medida que as pressões neutras tendem para a situação de equilíbrio final (equilíbrio hidrostático determinado pela posição do nível freático à profundidade de 10,0 m). Com a dissipação dos elevados excessos de pressão neutra negativos (a trajetória de tensão vai na direção da linha de estados críticos com inclinação nula), a expansão (aumento de volume) do solo, aliada ao facto deste se encontrar confinado lateralmente pela parede e pelas condições de simetria do problema, leva a que a expansão devida à consolidação se faça sentir sobretudo em movimentos ascendentes. Deste modo, com a consolidação o deslocamento máximo (sobre o eixo de simetria) ocorrido no final da construção da laje 3 aumenta cerca de 48%.

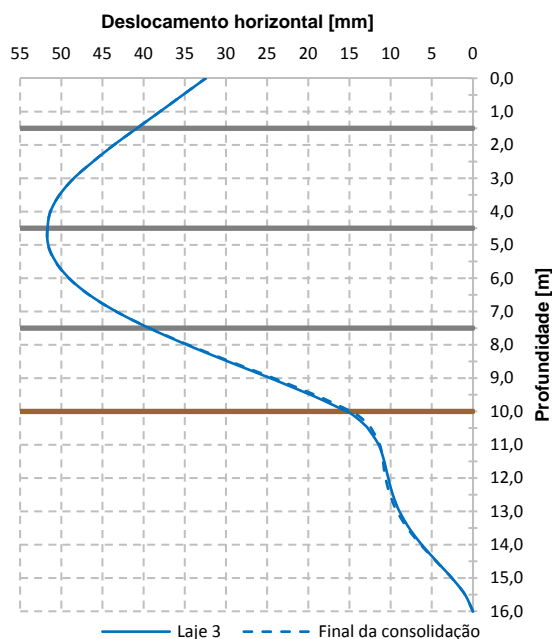


Fig. 6.42 – Deslocamentos horizontais da cortina de no final da construção da laje 3 e no final da consolidação

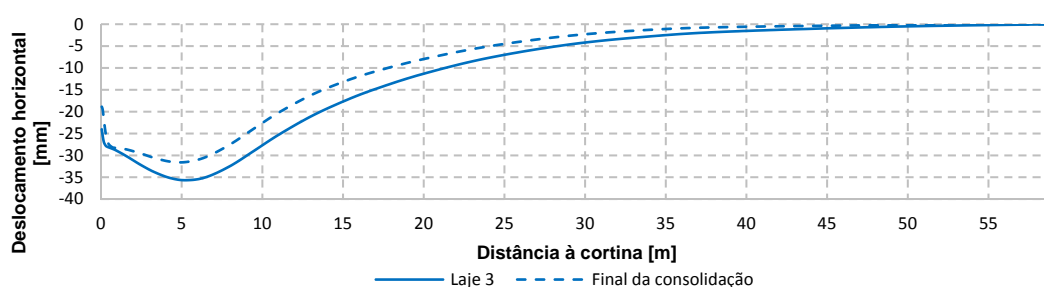


Fig. 6.43 – Deslocamentos horizontais na superfície do terreno suportado no final da construção da laje 3 e no final da consolidação

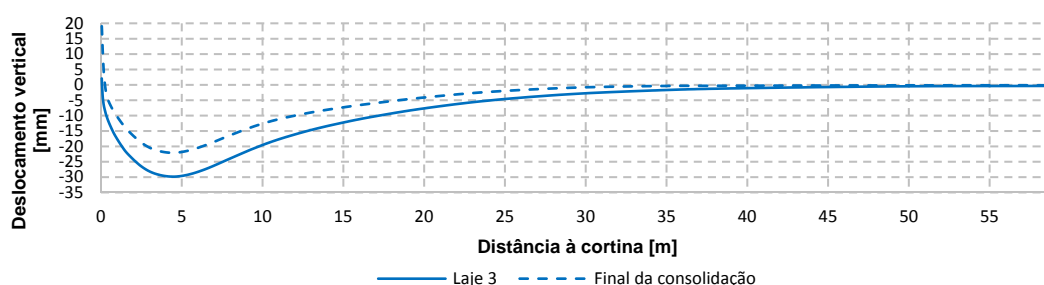


Fig. 6.44 – Deslocamentos verticais (assentamento) na superfície do terreno suportado no final da construção da laje 3 e no final da consolidação

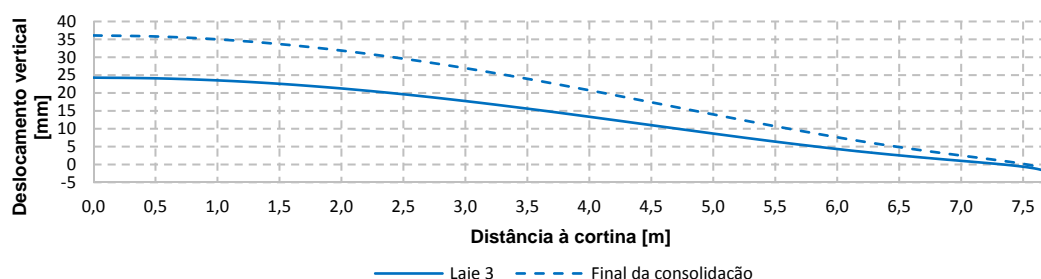


Fig. 6.45 – Deslocamentos da base da escavação no final da construção da laje 3 e no final da consolidação

De seguida passar-se-á à análise da evolução do deslocamento máximo horizontal e vertical da superfície do terreno suportado e do deslocamento máximo vertical do fundo da escavação ao longo do processo de consolidação. A maior ou menor velocidade com que estes deslocamentos se processam dependem sobretudo da permeabilidade do maciço, dos gradientes hidráulicos gerados durante a construção e das condições de fronteira (Costa, 2005). Nas figuras 6.46 à 6.48, mostram-se a evolução temporal (em escala logarítmica) dos pontos acima referidos a partir do final da construção da laje 3 (corresponde a $t = 1$ dia) até 35 anos após a sua construção (considerou-se este limite para que a tangente seja nula no final da curva, o que evidencia o final da consolidação).

A análise temporal dos três movimentos permite constatar um comportamento distinto da base da escavação e do terreno suportado. O deslocamento horizontal máximo à superfície mantém-se praticamente inalterado até 1 mês após o final da construção da laje 3, enquanto que o deslocamento vertical máximo mantém-se aproximadamente igual até 6 meses após o final da construção das lajes. O deslocamento

horizontal máximo após diminuir até aos 5 anos volta aumentar ligeiramente atingindo o valor final aos 25 anos após o final da construção das lajes (31,44 mm). Por sua vez, o deslocamento vertical máximo aumenta sempre até atingir o valor final aos 25 anos (22,1 mm).

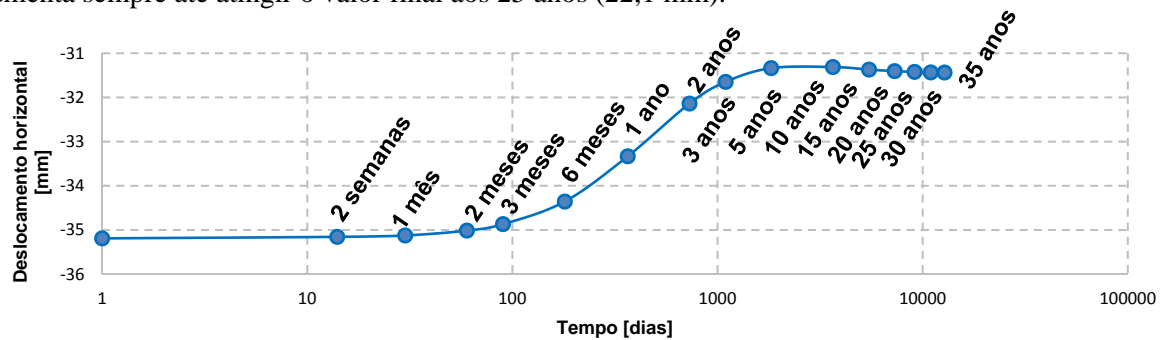


Fig. 6.46 – Evolução temporal do deslocamento máximo horizontal da superfície do terreno suportado

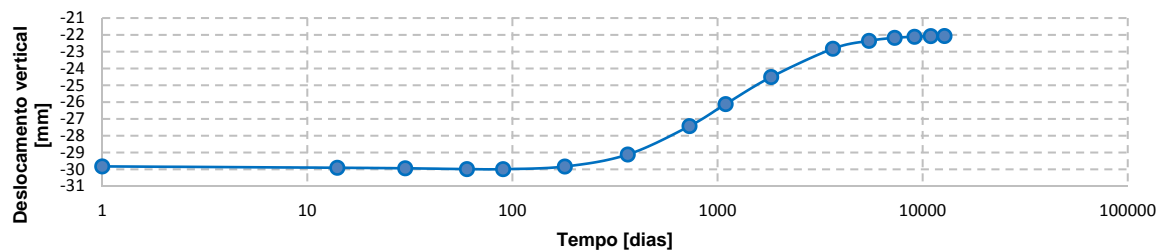


Fig. 6.47 – Evolução temporal do deslocamento máximo vertical da superfície do terreno suportado

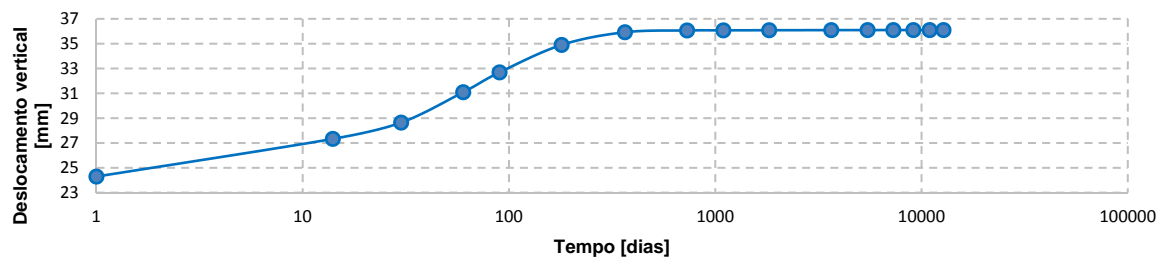


Fig. 6.48 – Evolução temporal do deslocamento máximo vertical da base da escavação

Por seu lado, o deslocamento máximo vertical na base da escavação, ao fim de apenas 2 semanas após o final da construção das lajes, já atingiu cerca de 25% do incremento total resultante da consolidação (após a construção das lajes). Ao fim de 6 meses, o levantamento do fundo da escavação sobre o eixo de simetria (deslocamento vertical máximo da base da escavação) já ocorreu praticamente na sua totalidade. Esta evolução mais “rápida” do deslocamento vertical na base da escavação do que dos deslocamentos à superfície do terreno suportado deve-se ao facto de neste lado do maciço os gradientes hidráulicos gerados serem maiores.

6.2.3.4. Esforços axiais nas lajes de betão armado

A evolução do esforço axial nas três lajes maciças de betão armado ao longo da consolidação está ilustrada na Fig. 6.49. A partir da sua observação, pode verificar-se que o esforço na laje 2 aumenta cerca de 10% e o esforço na laje 3 aumenta cerca de 8% devido à expansão do solo suportado que tende a deformar a cortina para o interior da escavação. O esforço final na laje 2 é atingido 10 anos após a construção da laje 3 e o esforço final na laje 3 é atingido 20 anos após a sua construção. No que diz respeito à primeira laje a ser instalada (laje 1), constata-se que no final da consolidação apresenta um esforço axial de tração de cerca de 111,34 kN/4,0 m de desenvolvimento longitudinal. Esta diminuição do esforço mobilizado na laje 1 (laje mais próxima da base da escavação), passando de compressão para tração, é devida à expansão do maciço escavado ser mais intensa que a expansão do maciço suportado que tende a “empurrar” a cortina nesta zona contra o solo suportado. Desta forma, pode concluir-se que a consolidação pode levar a que seja necessário, em projeto, aumentar a percentagem de armadura resultante dos cálculos de betão armado, de forma a controlar a fendilhação desta laje.

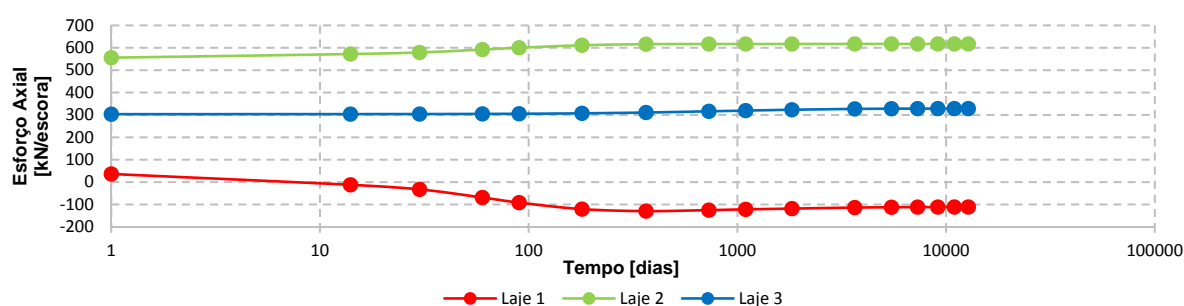


Fig. 6.49 – Evolução temporal do esforço axial nas lajes de betão armado

6.2.3.5. Momentos fletores na parede de jet grout

Na Fig. 6.50 a) representa-se a distribuição dos momentos fletores na parede de *jet grout*. Estes esforços dependem das pressões que o maciço comunica às faces da cortina (ações) e dos esforços instalados nas lajes de betão e na laje de fundo de *jet grout* (reações). Como se viu anteriormente, existem algumas variações nas reações e, como se verá adiante, também existem algumas variações nas ações. Desta forma, o diagrama de momentos fletores na parede de *jet grout* sofre algumas variações ao longo da consolidação. No final desta, existe um aumento de 2,3% do momento máximo positivo e um aumento do momento máximo negativo de 10,2%. O momento máximo positivo abaixo da laje de fundo também aumenta cerca de 10,8%, assim como o momento de encastramento (aumenta 0,4%).

6.2.3.6. Momentos fletores na parede tipo Berlim definitiva

No que diz respeito à distribuição dos momentos fletores na parede que vai sendo construída com o decorrer dos trabalhos de escavação no final da consolidação, a partir da Fig. 6.50 b) verifica-se que o ocorre aumento dos picos de momentos negativos sobre as lajes 2 e 3 (note-se que nestas duas lajes o seu esforço axial de compressão aumentou e, aumentou mais na laje 2 do que na laje 3, logo, o pico de momento negativo na laje 2 aumentou mais do que o pico de momento na laje 3). Ao nível da laje 3 (que “viu” o seu esforço passar de compressão para tração) existe um aumento considerável do momento positivo passando de 2,61 kN·m/m para 10,57 kN·m/m, o que corresponde a um aumento de cerca de 305%.

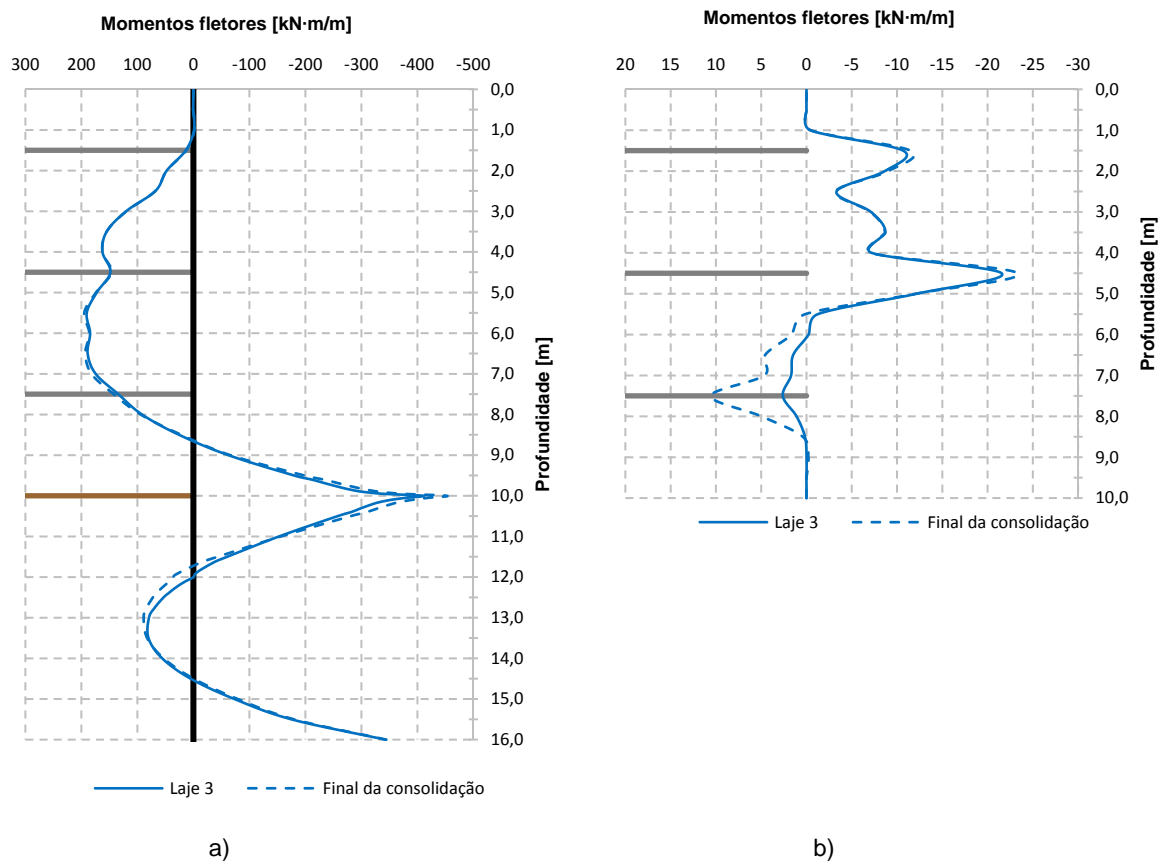


Fig. 6.50 – Momentos fletores no final da construção da laje 3 e no final da consolidação: a) na parede de *jet grout*; b) na parede tipo Berlim definitiva

6.2.3.7. Esforços de compressão na laje de fundo

Relativamente ao esforço axial na laje de fundo, a partir da Fig. 6.51, pode constatar-se que com a consolidação este esforço praticamente não sofre alterações.

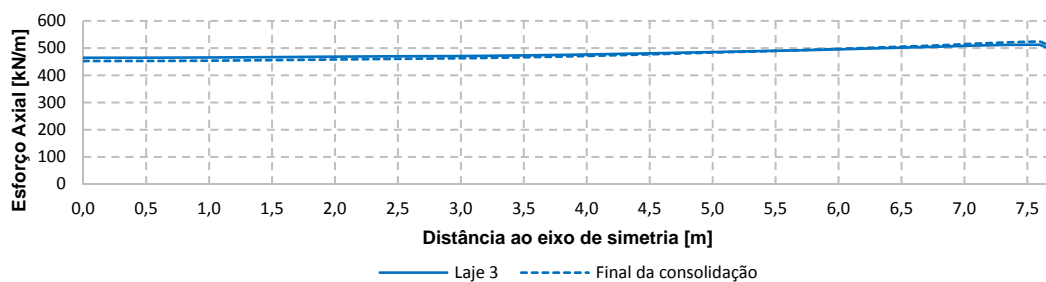


Fig. 6.51 – Esforço axial na laje de fundo de *jet grout* no final da construção da laje 3 e no final da consolidação

6.2.3.8. Pressões do solo sobre as faces da cortina

A Fig. 6.52 ilustra a distribuição das pressões (tensões totais horizontais – terras + água), no final da construção da laje 3 e no final da consolidação que o maciço argiloso exerce sobre as faces da estrutura de suporte. A sua observação permite verificar que, quer do lado escavado quer do lado suportado

(abaixo da laje de fundo), existe aumento das pressões (mais do lado escavado do que do lado suportado). Apesar de nos dois lados, ocorrer diminuição das tensões efetivas horizontais com a consolidação, o aumento das pressões neutras por consequência da dissipação dos excessos de pressão neutra negativos gerados aquando da escavação, é bastante mais significativo e compensa a diminuição das tensões efetivas horizontais conduzindo a um aumento das tensões totais horizontais.

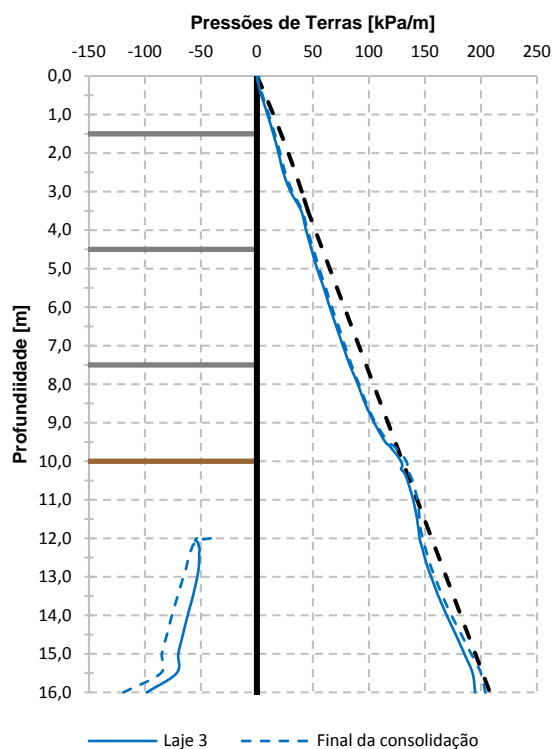


Fig. 6.52 – Diagrama de pressões do solo (tensões horizontais totais) sobre as faces da cortina no final da construção da laje 3 e no final da consolidação

7

ANÁLISES PARAMÉTRICAS – ARGILA

7.1. INTRODUÇÃO

Com o presente capítulo pretende-se complementar o estudo realizado no capítulo 6, apresentando-se resultados, considerações e conclusões referentes a duas diferentes variantes efetuadas para estudar a influência de certos parâmetros no comportamento do maciço de escavação e na estrutura de contenção. Assim, tendo por base o problema analisado no capítulo anterior, foram realizadas duas análises paramétricas com o objetivo de estudar a influência da:

- Espessura da parede tipo Berlim definitiva (o perfil metálico da parede de *jet grout* mantém-se o HEB320 – perfil do problema base);
- Remoção da laje de fundo.

No Quadro 7.1 encontram-se sintetizadas as análises paramétricas que serão analisadas neste capítulo. Apenas se apresentarão os resultados considerados como mais relevantes, não se expondo os aspetos de forma tão pormenorizada como no capítulo anterior.

Quadro 7.1 – Síntese das análises paramétricas efetuadas na argila

Casos de estudo	Espessura da parede tipo Berlim [m]	Perfil metálico da parede de <i>jet grout</i>	Laje de fundo	Possança do estrato de argila mole [m]
Espessura da parede tipo Berlim definitiva (influência da rigidez à flexão)	0,0	HEB320	Sim	16
	0,2	HEB320	Sim	16
	0,3 (P.B.)	HEB320 (P.B.)	Sim (P.B.)	16 (P.B.)
	0,4	HEB320	Sim	16
Remoção da laje de fundo	0,3	HEB320	Não	16
	0,3 (P.B.)	HEB320 (P.B.)	Sim (P.B.)	16 (P.B.)

P.B. – Problema base

7.2. INFLUÊNCIA DA ESPESSURA DA PAREDE TIPO BERLIM DEFINITIVA

7.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

De modo a perceber a influência da espessura da parede de betão armado (parede tipo Berlim) foram estudadas três espessuras diferentes para esta parede – 0 m, 0,2 m (rigidez à flexão 3,375 vezes menor que no problema base), 0,3 m (problema base) e 0,4 m (rigidez à flexão 2,37 vezes maior que no problema base). Pelas razões apontadas em 5.2.1 não serão apresentados resultados no final da construção das lajes para o caso de estudo em que não existe parede tipo Berlim. Para além disto, não serão apresentados resultados para o período pós-construção para todos os casos de estudo visto que não existem diferenças significativas relativamente ao período de construção.

7.2.2. ANÁLISE DO ESTADO DE TENSÃO

Na Fig. 7.1, Fig. 7.2 e na Fig. 7.3 estão representados, respetivamente, os excessos de pressão neutra, um pormenor dos excessos de pressão neutra no lado suportado e as pressões neutras no maciço argiloso no final da escavação. A partir da observação conjunta das três figuras, constata-se que a ausência da parede Berlim conduz a uma ligeira diminuição, em valor absoluto, dos excessos de pressão neutra negativos gerados no solo do lado escavado comparativamente aos restantes casos. Pelo contrário, no lado suportado, os excessos de pressão neutra negativos, em valor absoluto, são mais elevados que nos restantes casos de estudo. Isto deve-se ao facto, como se verá adiante, da cortina sem parede tipo Berlim se deslocar mais contra o solo do lado escavado do que as estruturas de suporte com parede tipo Berlim definitiva. Comparando os excessos de pressão neutra para os diferentes casos de espessura da parede Berlim, constata-se que praticamente não existem diferenças na geração dos excessos de pressão neutra, uma vez que os deslocamentos da estrutura de suporte para as várias espessuras são praticamente idênticos.

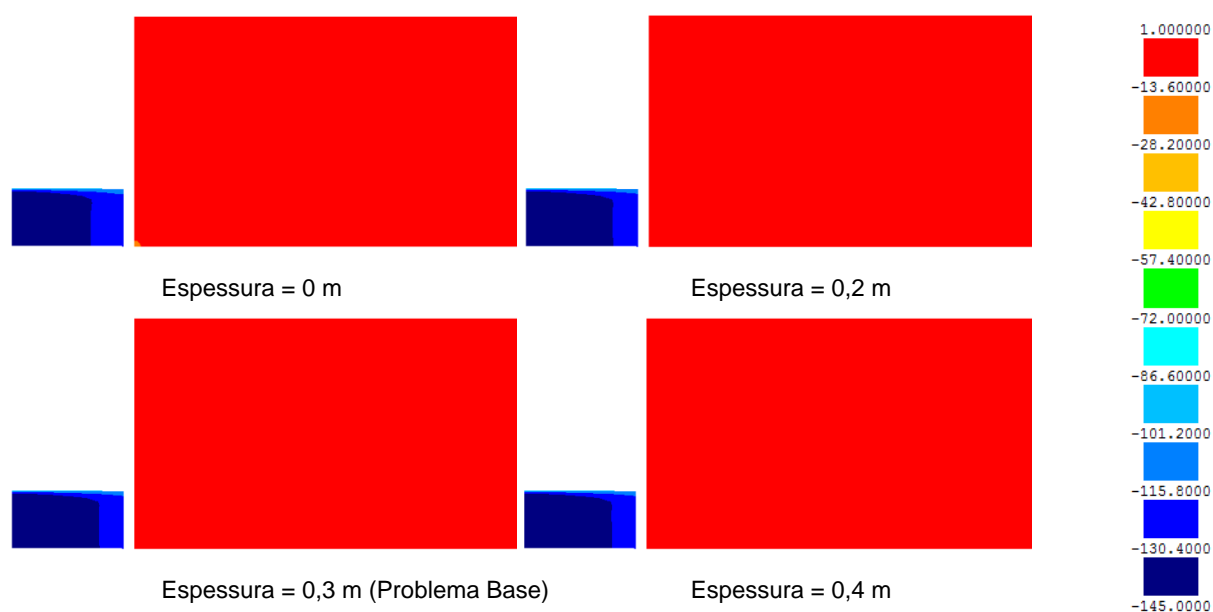
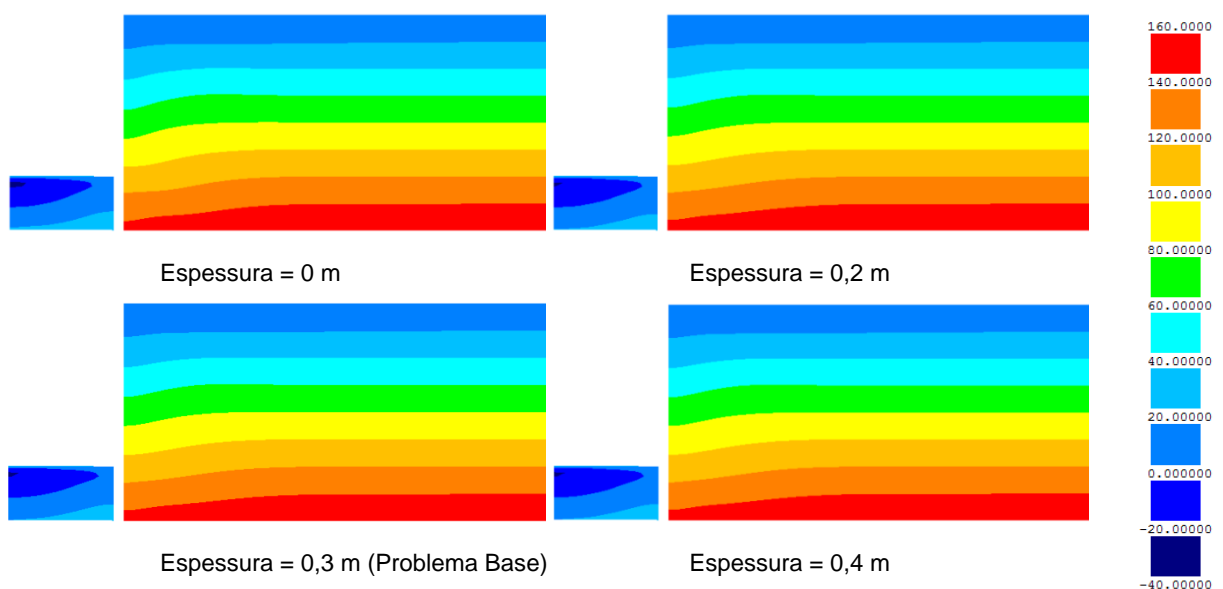
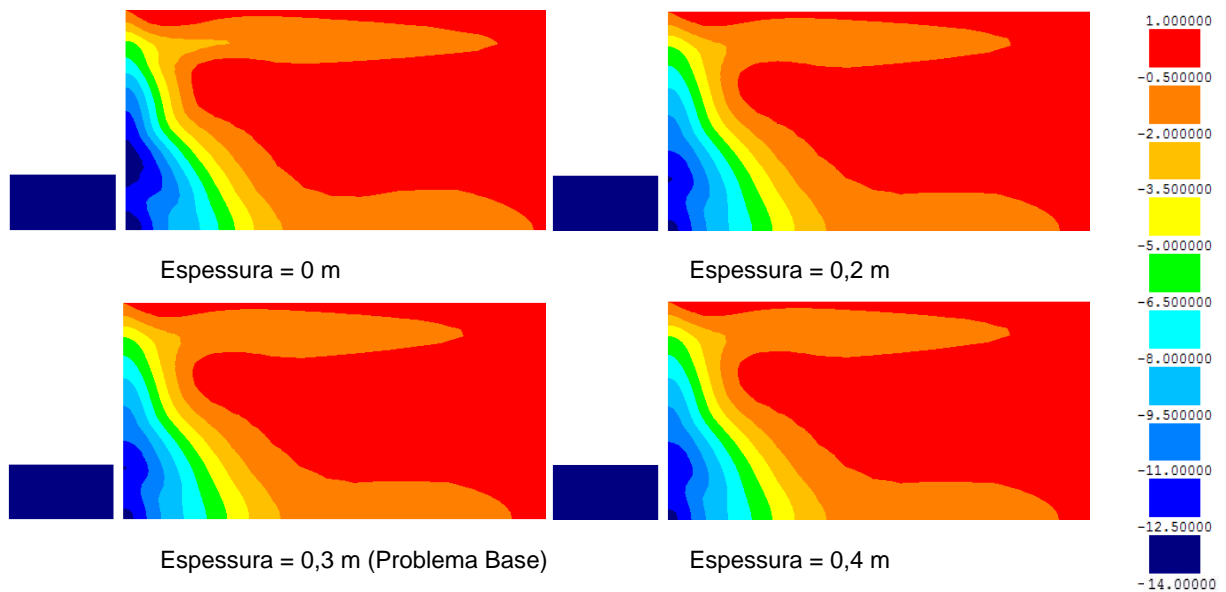


Fig. 7.1 – Excessos de pressão neutra [kPa] no maciço argiloso no final da escavação



Na Fig. 7.4 mostram-se as tensões efetivas horizontais no final da escavação para todos os presentes casos de estudo. O exame da figura permite verificar que, no solo subjacente à escavação, na estrutura de suporte sem parede tipo Berlim, as tensões efetivas horizontais são maiores que nos restantes casos em que existe esta parede, pois abaixo da base da escavação esta parede apresenta maiores deslocamentos para o interior da escavação do que os restantes casos. É por esta razão que, na cortina simples, ao nível da laje de fundo do lado suportado, as tensões efetivas horizontais são maiores que nos restantes casos, devido à transferência de tensões provenientes da zona abaixo desta que apresentam maiores deslocamentos. Neste lado, mas a menor profundidade, constata-se que, na cortina mais deformável (cortina sem parede Berlim), existe um aumento das tensões efetivas horizontais relativamente aos restantes casos. Ora, como esta cortina é mais deformável, ela tem uma maior rotação em torno do primeiro nível de escoramento, pelo que, apresenta menores deslocamentos que os restantes casos a pequena

profundidade, como se verá aquando da comparação dos deslocamentos. As tensões efetivas horizontais, quer do lado escavado quer do lado suportado, para os casos com parede Berlim são praticamente idênticas.

No que diz respeito às tensões efetivas verticais, uma vez que praticamente não existem diferenças dos casos de estudo comparativamente ao problema base, não serão apresentadas colorações relativas a estas tensões. Isto acontece pelo facto da cortina se encontrar encastrada no firme. Desta forma, ao contrário do que acontecia no problema da areia, o peso da parede tipo Berlim, a menos de pequenas deformações elásticas da parede de *jet grout*, não tem qualquer influência na distribuição das tensões efetivas verticais no maciço argiloso.

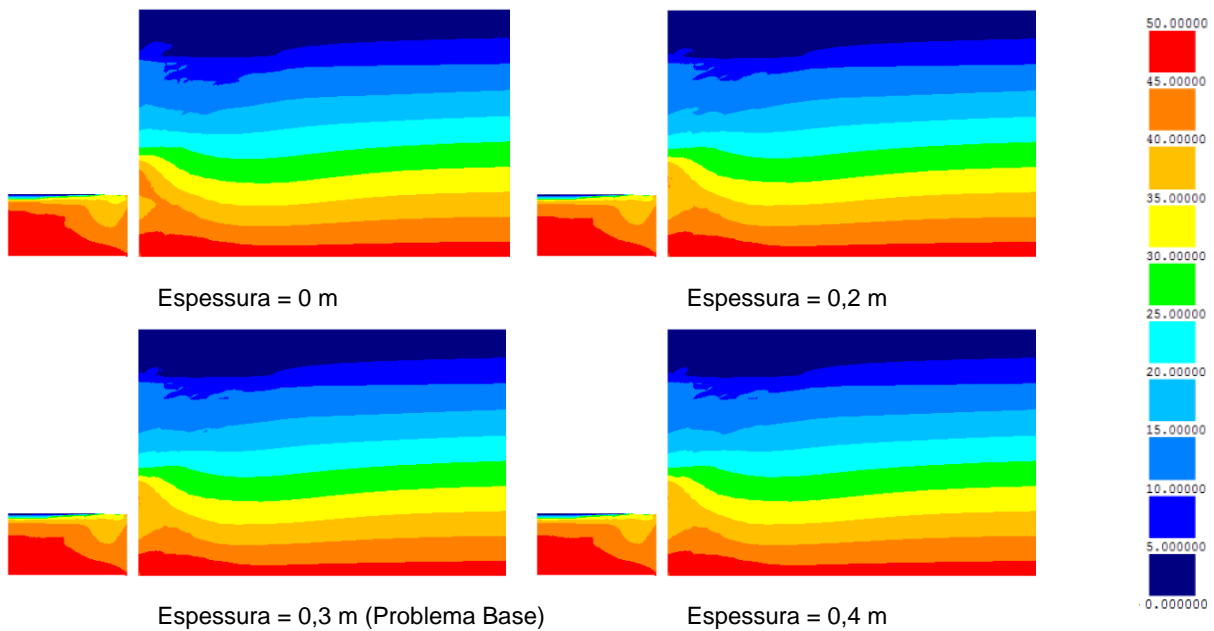


Fig. 7.4 – Tensões efetivas horizontais [kPa] no maciço argiloso no final da escavação

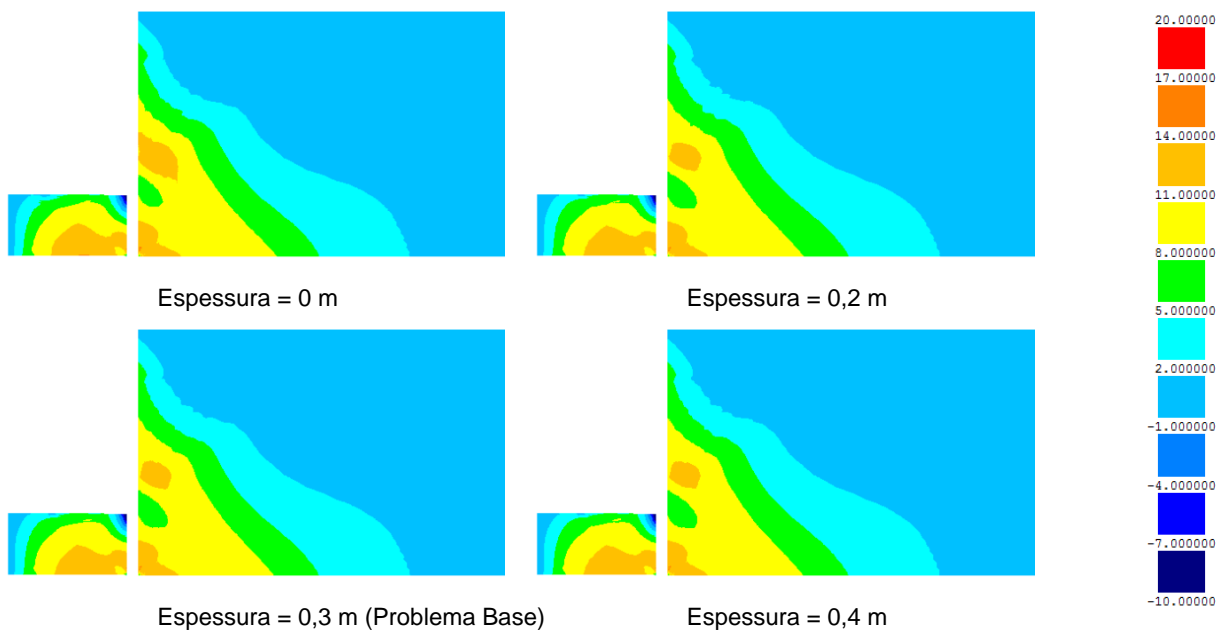


Fig. 7.5 – Tensões de corte nos planos horizontais e verticais [kPa] no maciço argiloso no final da escavação

A Fig. 7.5 mostra as tensões de corte nos planos horizontais e verticais (τ_{xy}) no final da escavação. O seu exame permite verificar que a ausência da parede tipo Berlim leva a um ligeiro aumento das tensões de corte no lado suportado abaixo dos 5,0 m de profundidade, comparativamente com o problema base. Nos restantes casos, não se observam diferenças relativamente ao problema base.

Na Fig. 7.6 apresentam-se, para todos os casos de estudo, os níveis de tensão mobilizados no maciço no final da escavação. À semelhança do que acontece nas tensões τ_{xy} , a espessura da parede Berlim não tem praticamente influência na mobilização dos níveis de tensão, pois, como se verá adiante aquando da apresentação dos deslocamentos horizontais da cortina de *jet grout* e como se viu aquando do comentário sobre as tensões efetivas horizontais, os movimentos da estrutura de suporte são bastante idênticos independentemente da rigidez à flexão da parede tipo Berlim. Assim sendo, as tensões de desvio nos distintos casos de espessuras da parede Berlim são praticamente iguais. Contudo, a não existência da parede tipo Berlim leva a um aumento ligeiro dos níveis de tensão, quer do lado escavado quer do lado suportado, pois, como a estrutura de contenção é mais deformável, existe um maior aumento da tensão de desvio.

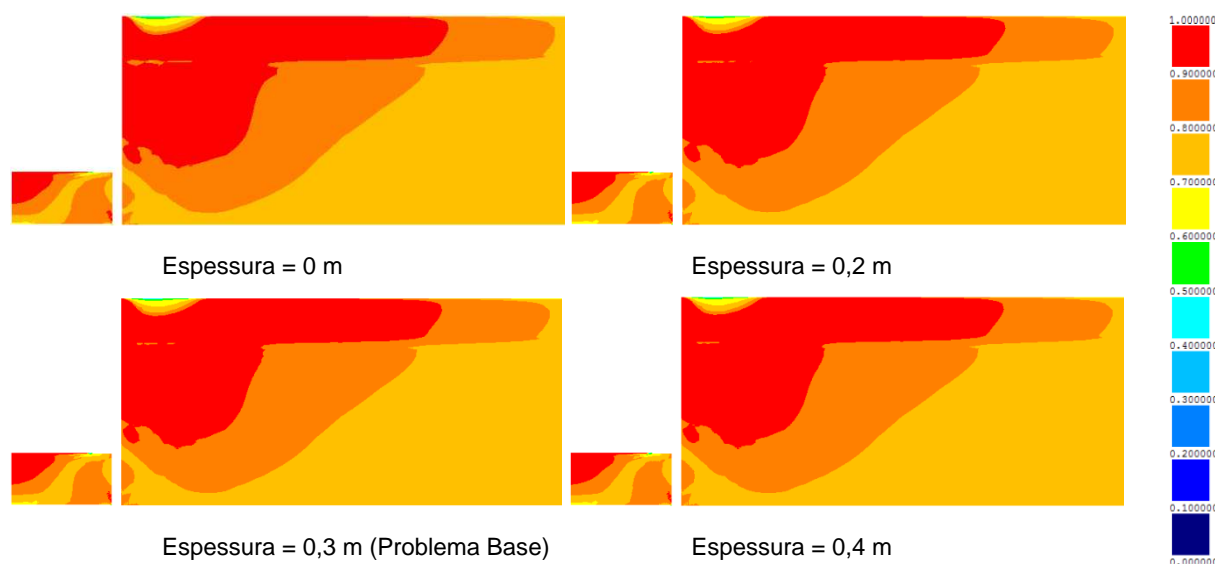


Fig. 7.6 – Níveis de tensão no maciço argiloso no final da escavação

7.2.3. ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS

Passar-se-á agora à análise da influência da rigidez à flexão da parede tipo Berlim definitiva, ou seja, da sua espessura, no que diz respeito aos deslocamentos da parede de *jet grout*. Assim sendo, apresenta-se de seguida, na Fig. 7.7, os deslocamentos desta no final da escavação e no final da construção das três lajes que constituem o sistema de escoramento definitivo.

Analisando a figura pode constatar-se que a rigidez à flexão da parede Berlim não tem praticamente influência nos deslocamentos horizontais da cortina de *jet grout*, como já havia sido referido. Isto deve-se ao facto de no momento da escavação de determinado nível, a estrutura de contenção entre esse nível e o nível de escavação anterior ser constituída apenas pela parede de *jet grout*, logo mais deformável. Dado que o efeito de arco em solos argilosos moles não é tão significativo como nos solos arenosos, não existe uma transferência de tensões efetivas horizontais tão intensa como nesses solos para os níveis superiores em que a estrutura de suporte já é mista. Desta forma, as tensões que são libertadas aquando da escavação de determinado nível não sofrem quase nenhum alívio por efeito de arco, logo, a rigidez

da parede tipo Berlim e, mesmo a sua não existência, praticamente não tem influência sobre os movimentos da estrutura de contenção. De facto, analisando a respetiva figura, verifica-se que a não existência da parede tipo Berlim apenas conduz a um aumento do deslocamento máximo em cerca de 2,7%, enquanto que no solo arenoso, leva a um aumento em cerca de 15%. No caso de estudo sem parede Berlim, observa-se, como já foi referido, que a cortina, a pequenas profundidades, tem menores deslocamentos que as situações em que existe esta parede, uma vez que por ser mais deformável, apresenta uma maior rotação em torno do primeiro nível de escoramento. Tal como acontecia no problema base, a construção das lajes praticamente não altera os deslocamentos verificados no final da escavação, existindo apenas aumentos inferiores a 1,0 mm.

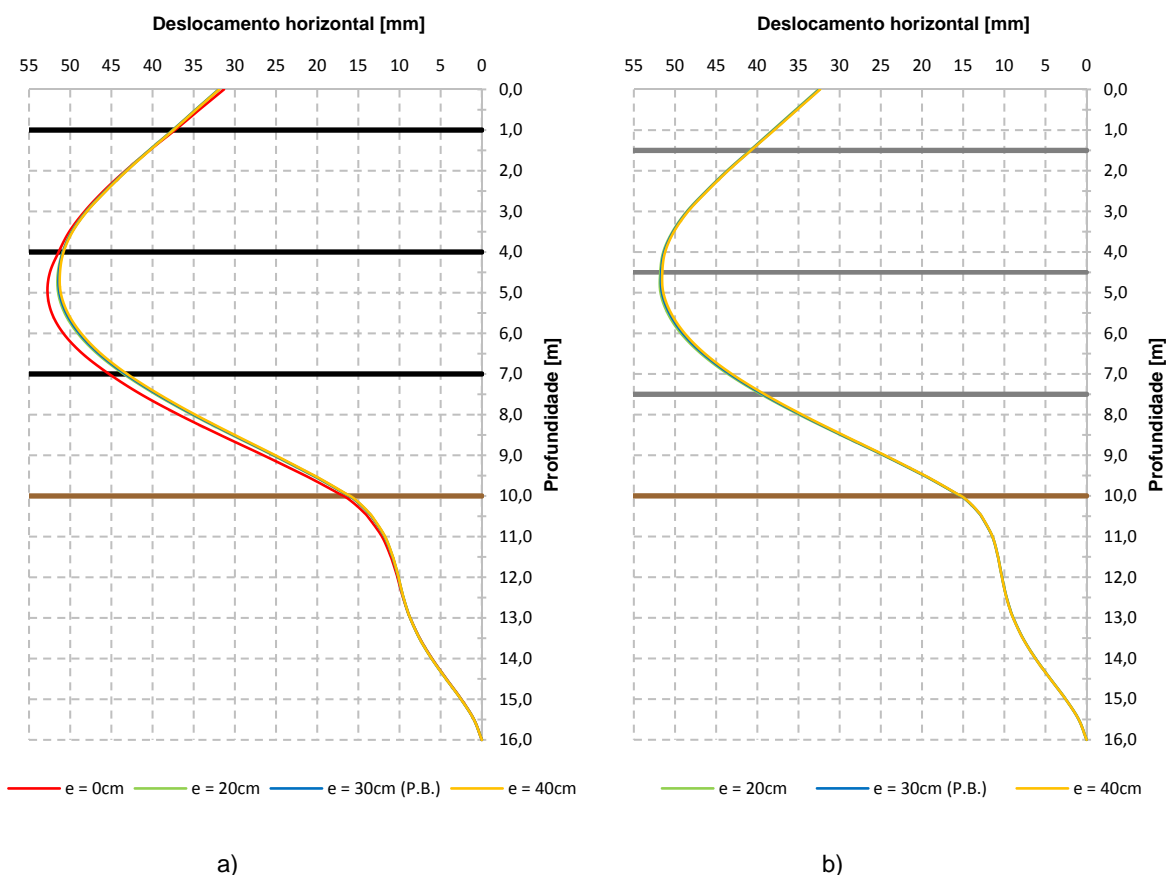


Fig. 7.7 – Deslocamentos horizontais da cortina de *jet grout*: a) final da escavação; b) final da construção das lajes

De seguida, far-se-á a análise dos deslocamentos à superfície do terreno do lado suportado no final da escavação. Tendo em conta os pressupostos iniciais da análise na fase de escavação (condições praticamente não drenadas) e os resultados dos deslocamentos horizontais da cortina de *jet grout* (Fig. 7.7), é de prever que a espessura da parede Berlim não tenha praticamente influência nos movimentos induzidos pela escavação à superfície do terreno suportado. Esta previsão pode ser corroborada pela análise das Fig. 7.8 e Fig. 7.9 em que se observa que o aumento ou a diminuição (relativamente ao problema base) da rigidez à flexão da parede tipo Berlim não se traduz em alterações significativas dos deslocamentos horizontais e verticais à superfície do terreno suportado. Para além disto, constata-se que a não existência da parede Berlim apenas conduz a um aumento (note-se que os movimentos da cortina deste

caso de estudo são maiores que os do problema base) de cerca de 1,3% do deslocamento máximo horizontal e de cerca de 2,6% do deslocamento máximo vertical.

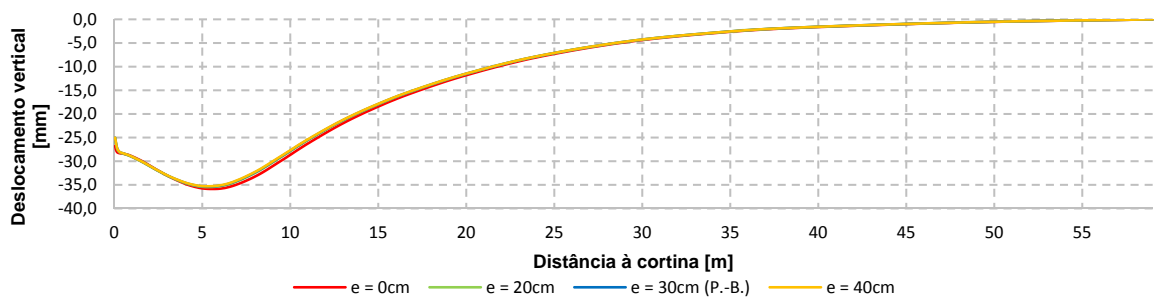


Fig. 7.8 – Deslocamentos horizontais da superfície do terreno suportado no final da escavação

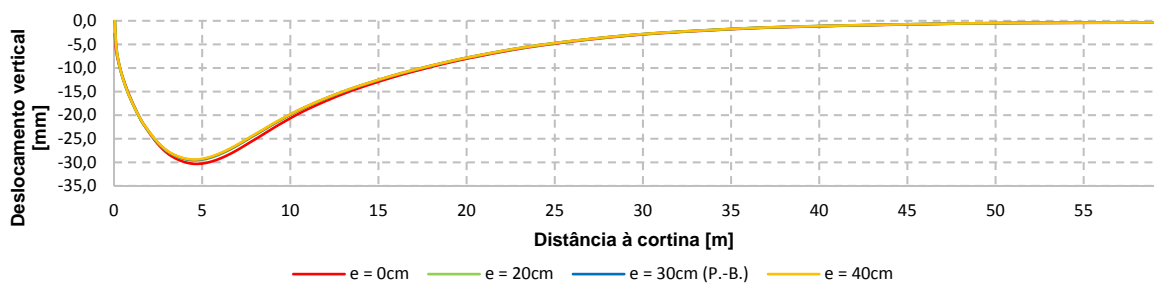


Fig. 7.9 – Deslocamentos verticais (assentamentos) da superfície do terreno suportado no final da escavação

7.2.4. ANÁLISE DOS ESFORÇOS NOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

7.2.4.1. Esforços axiais nas escoras e lajes de betão armado

A influência da rigidez à flexão da parede tipo Berlim definitiva na evolução do esforço axial de cada escora (escora 1, 2 e 3) ao longo da escavação apresenta a mesma tendência que a influência da rigidez desta parede na evolução do esforço axial de cada escora (escora 1, 2/3 e 4 respetivamente) do problema da escavação no maciço arenoso (ver 5.2.4.1). O mesmo se verifica para a evolução do esforço axial das escoras e das lajes de betão armado ao longo da construção destas.

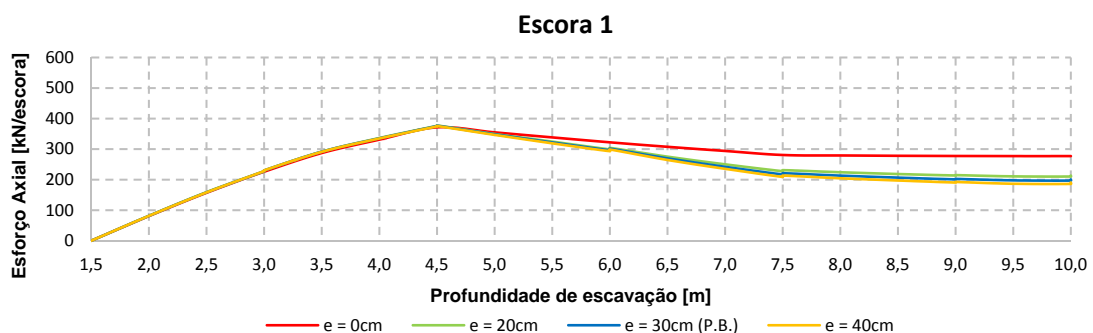


Fig. 7.10 – Esforço axial na escora 1 ao longo da escavação

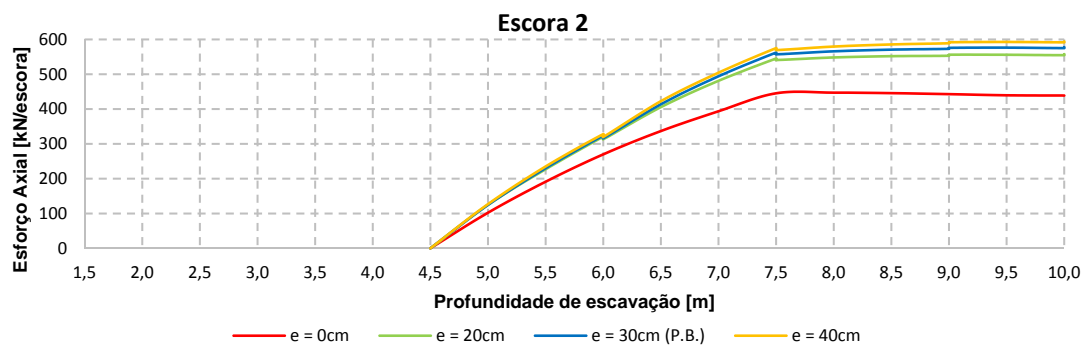


Fig. 7.11 – Esforço axial na escora 2 ao longo da escavação

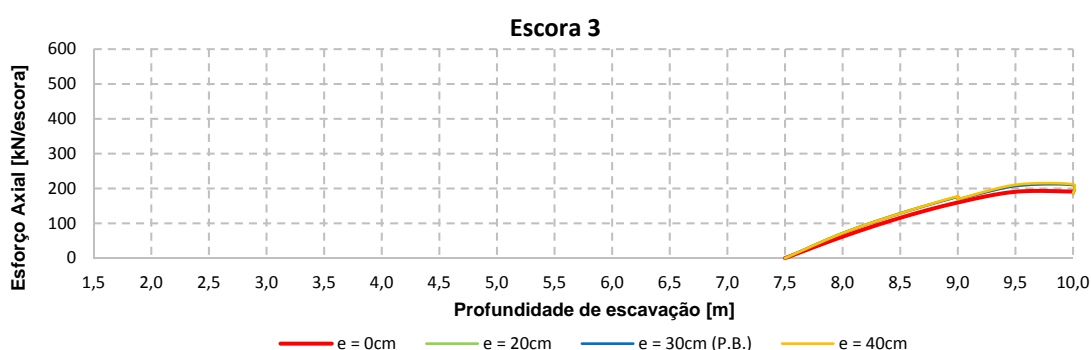


Fig. 7.12 – Esforço axial na escora 3 ao longo da escavação

7.2.4.2. Momentos fletores na parede de *jet grout*

A figura seguinte (Fig. 7.13) mostra a distribuição dos momentos fletores ao longo da parede que é construída previamente ao início dos trabalhos de remoção de terras no final da escavação e no final da construção das lajes. Como se pode constatar, a influência da parede Berlim (parede que só existe acima da base da escavação) não se faz notar abaixo da cota da base da escavação. No caso em que esta parede não existe observa-se que o diagrama de momentos fletores tem uma configuração típica de uma laje contínua em que os apoios (neste caso as escoras) apresentam significativos assentamentos de apoio. Assim, o momento máximo negativo ocorre ao nível da base da escavação (zona onde a contenção passa a ser simples) que, fazendo a analogia com uma laje contínua, constitui um apoio (neste caso a laje de fundo) com quase nenhum assentamento de apoio. Por sua vez, o momento máximo positivo é cerca de 4% maior que o momento máximo positivo ocorrido no problema base. Caso exista parede tipo Berlim, o momento máximo negativo, que corresponde ao momento de dimensionamento, é pouco afetado, uma vez que ocorre na zona onde a estrutura de contenção passa a ser simples. Os momentos positivos situados entre as profundidades 3,0 m e 4,5 m são mais elevados nas estruturas de suporte com parede Berlim do que quando não há parede Berlim. Com a construção das lajes, à semelhança do que acontecia no problema base (ver 6.2.2.4.) existe um pequeno aumento do momento máximo negativo ao nível da base da escavação, fruto das alterações de vãos entre os apoios nas diversas fases.

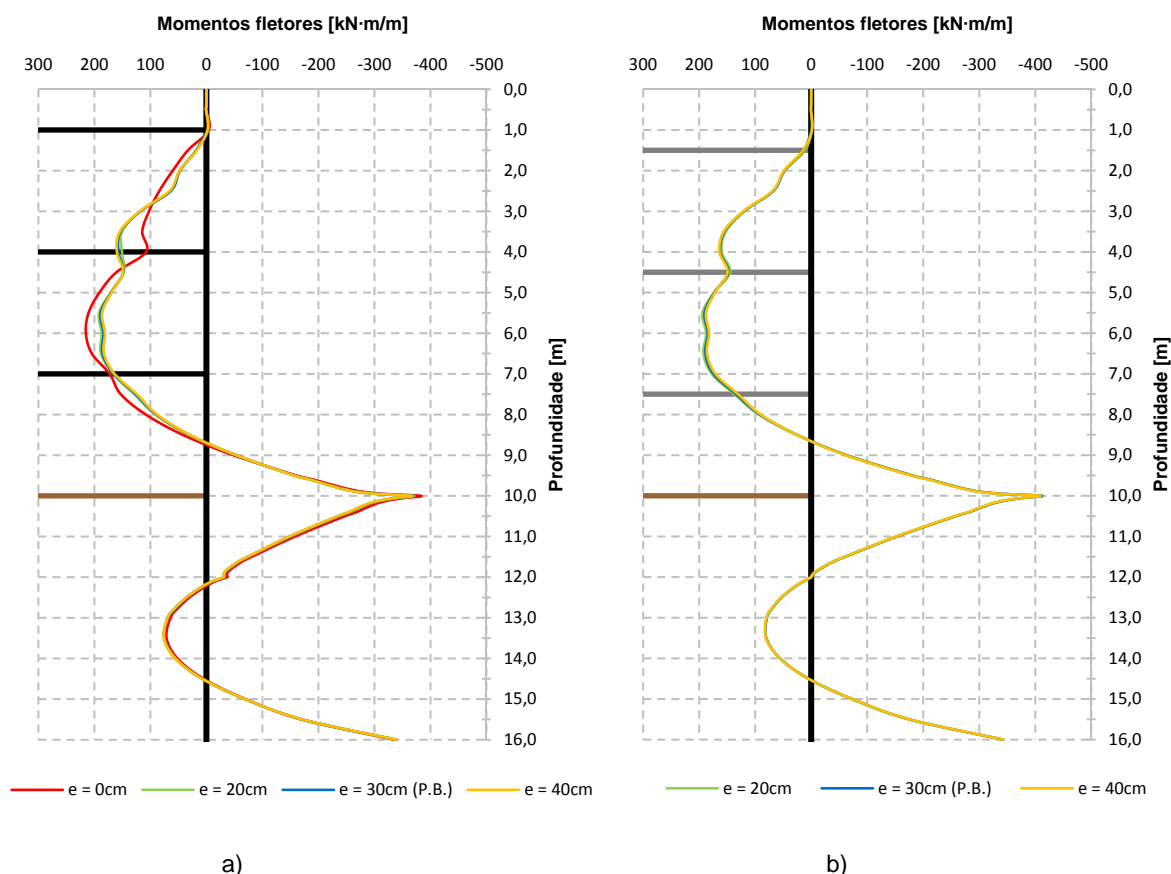


Fig. 7.13 – Diagrama de momentos fletores na parede de *jet grout*: a) no final da escavação; b) no final da construção das lajes

7.2.4.3. Momentos fletores na parede tipo Berlim definitiva

Na Fig. 7.14 apresenta-se o diagrama de momentos fletores na parede Berlim, quer no final da escavação, quer no final da construção das três lajes. Analisando a figura pode constatar-se que, como seria de prever, quanto maior a rigidez à flexão da parede tipo Berlim (maior espessura) maiores são os momentos nela instalados. Com a construção das lajes existe um aumento dos momentos fletores máximos positivos (para todos os casos) e negativos para os casos com espessura 0,2 m e 0,3 m (facto já comentado em 6.2.2.5). Contudo, no caso com maior espessura de parede Berlim (0,4 m) o momento fletor máximo negativo dá-se no final da escavação e não no final da construção das lajes como nos restantes casos.

7.2.4.4. Esforços de compressão na laje de fundo

A Fig. 7.15 e a Fig. 7.16 mostram, respetivamente, o esforço axial na laje de fundo de *jet grout* no final da escavação e o esforço axial no final da construção das lajes de betão armado. Analisando as duas figuras, constata-se que a rigidez à flexão da parede tipo Berlim tem pouca influência no esforço axial de compressão deste elemento estrutural (laje de fundo), uma vez que, como se viu aquando do comentário à Fig. 7.7, os movimentos da estrutura de suporte são praticamente idênticos para as três diferentes

espessuras da parede Berlim. No entanto, como foi também referido, a estrutura de contenção sem parede Berlim tem deslocamentos um pouco maiores, ao nível da laje de fundo, do que os casos em que esta parede existe. Desta forma, o esforço axial na laje de fundo é também ligeiramente maior.

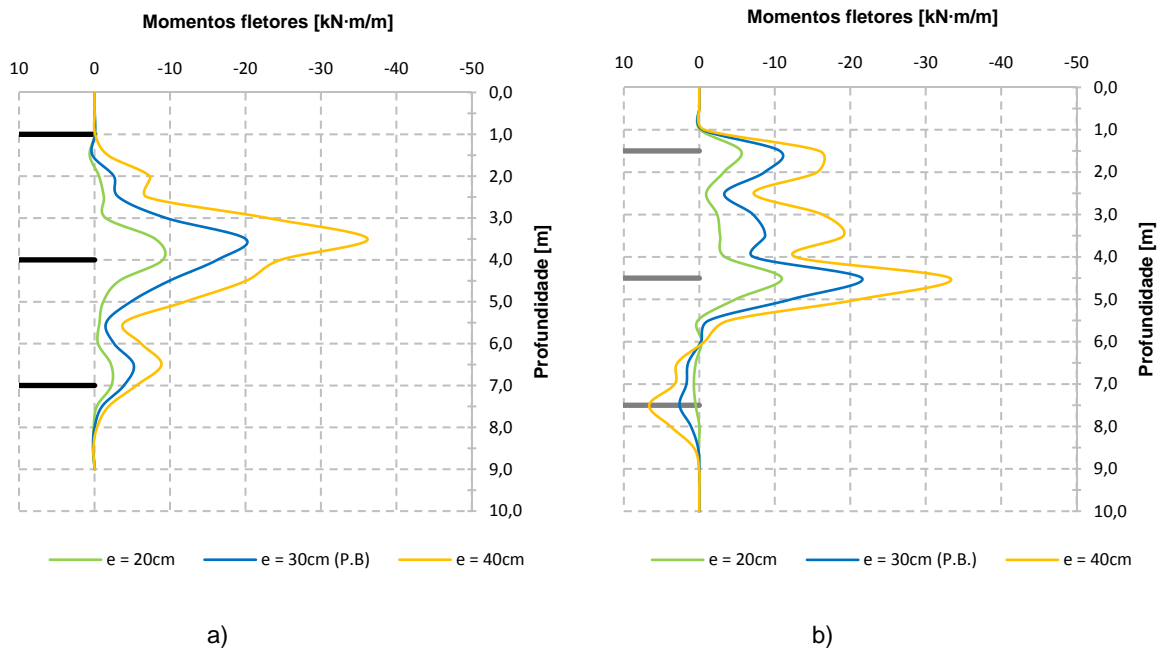


Fig. 7.14 – Diagrama de momentos fletores na parede tipo Berlim definitiva: a) no final da escavação; b) no final da construção das lajes

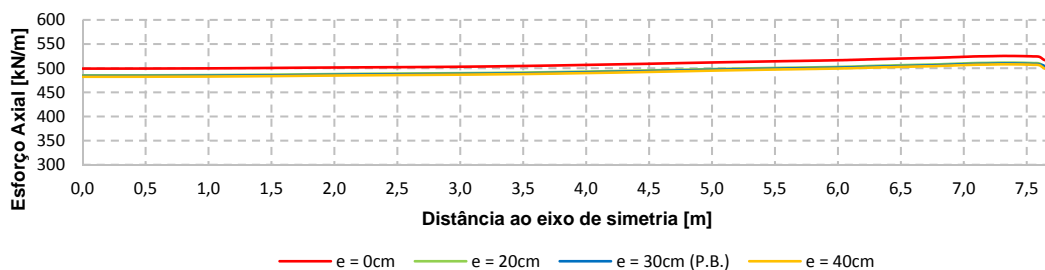


Fig. 7.15 – Esforço axial na laje de fundo no final da escavação

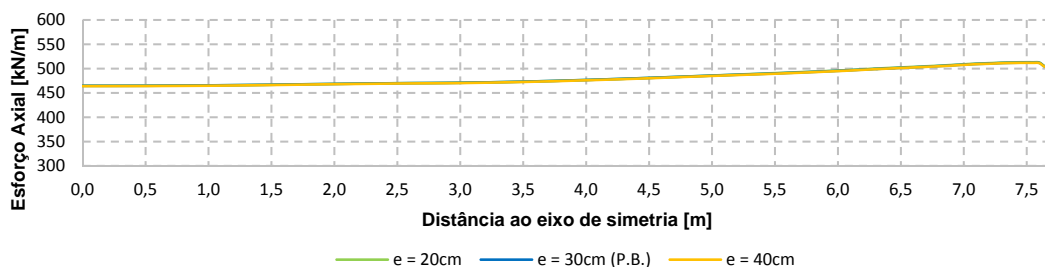


Fig. 7.16 – Esforço axial na laje de fundo no final da construção das lajes de betão armado

7.2.5. ANÁLISE DAS PRESSÕES DO SOLO SOBRE AS FACES DA CORTINA

Na Fig. 7.17 ilustram-se as pressões que o maciço argiloso exerce sobre as faces da parede no final da escavação e no final da construção das lajes. Analisando a respetiva figura conclui-se que a rigidez da parede Berlim e, mesmo a sua ausência, tem pouca influência sobre a distribuição das pressões que o maciço argiloso comunica às duas faces da estrutura de contenção.

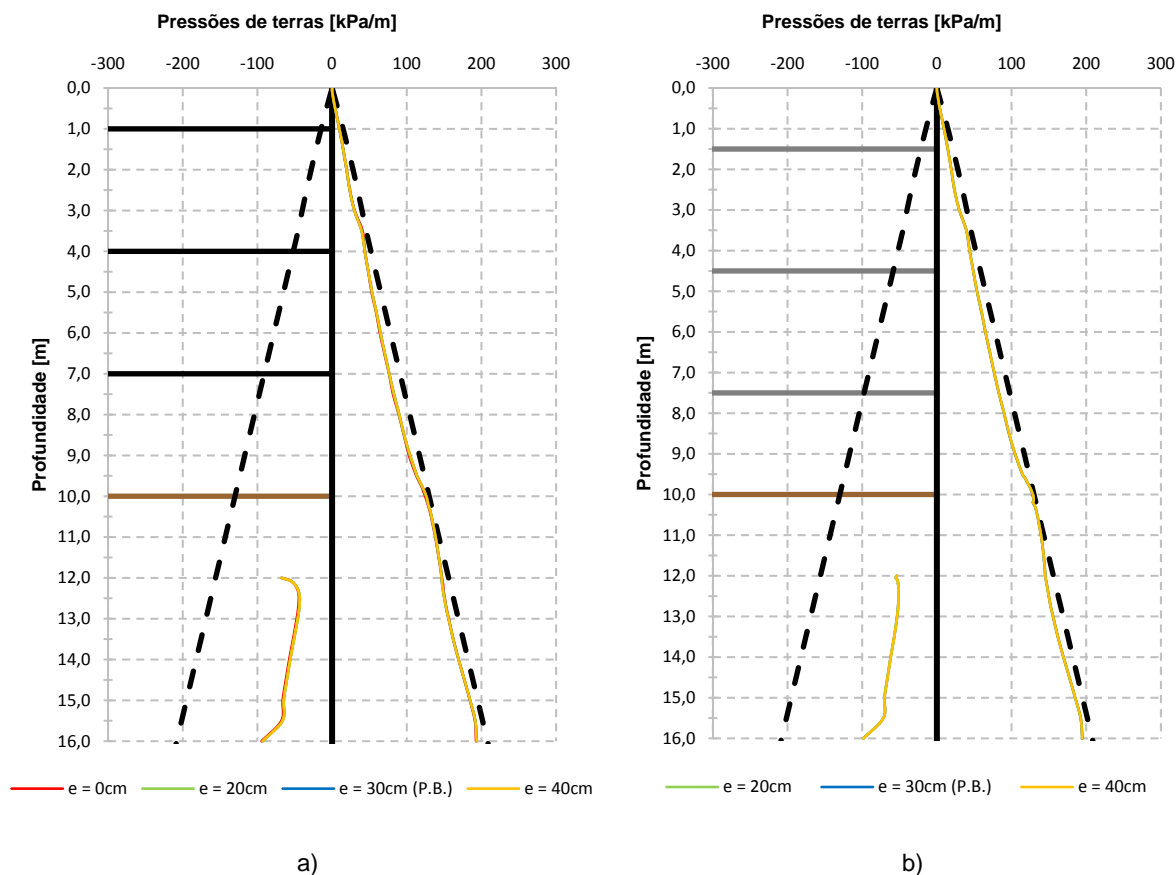


Fig. 7.17 – Diagrama de pressões do solo (tensões horizontais totais) sobre as faces da cortina: a) no final da escavação; b) no final da construção das lajes

7.3. INFLUÊNCIA DA REMOÇÃO DA LAJE DE FUNDO

7.3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

De modo a minimizar os deslocamentos da estrutura de contenção e, por conseguinte, do maciço argiloso, considerou-se a execução de uma laje de fundo constituída por colunas de *jet grout* com 2,0 m de altura no problema base (capítulo anterior). Assim, pretende-se neste subcapítulo perceber a influência da remoção deste elemento estrutural no comportamento global da escavação (apenas serão apresentados resultados no final da escavação e no final da consolidação, pois do final da escavação para o final da construção das lajes os resultados não são relevantes).

Na Fig. 7.18 representam-se as diferenças entre o problema base e o presente caso de estudo (escavação sem laje de fundo de *jet grout*). O sistema de escoramento é igual nos dois problemas, assim como o perfil metálico vertical da parede de *jet grout* (perfil HEB320). No entanto, como se verá adiante, o

perfil não suporta os esforços de flexão resultantes da modelação numérica. As análises numéricas realizadas ao longo deste trabalho permitiram concluir que o perfil menos robusto e que fosse capaz de resistir aos esforços de flexão (note-se que o material deste elemento estrutural é já o aço Fe510) seria superior ao perfil HEB650 (relembre-se que à medida que a rigidez dos perfis metálicos da parede de *jet grout* aumenta, os esforços de flexão neles mobilizados também são maiores, como se viu em 5.3). No entanto, mesmo concluindo que no problema sem laje de fundo a parede de *jet grout* não podia ser dimensionada na prática desta forma, isto é, mantendo o perfil HEB320 manteve-se esse perfil metálico na parede de *jet grout* nos dois casos, por forma a poder mostrar-se as diferenças de resultados.

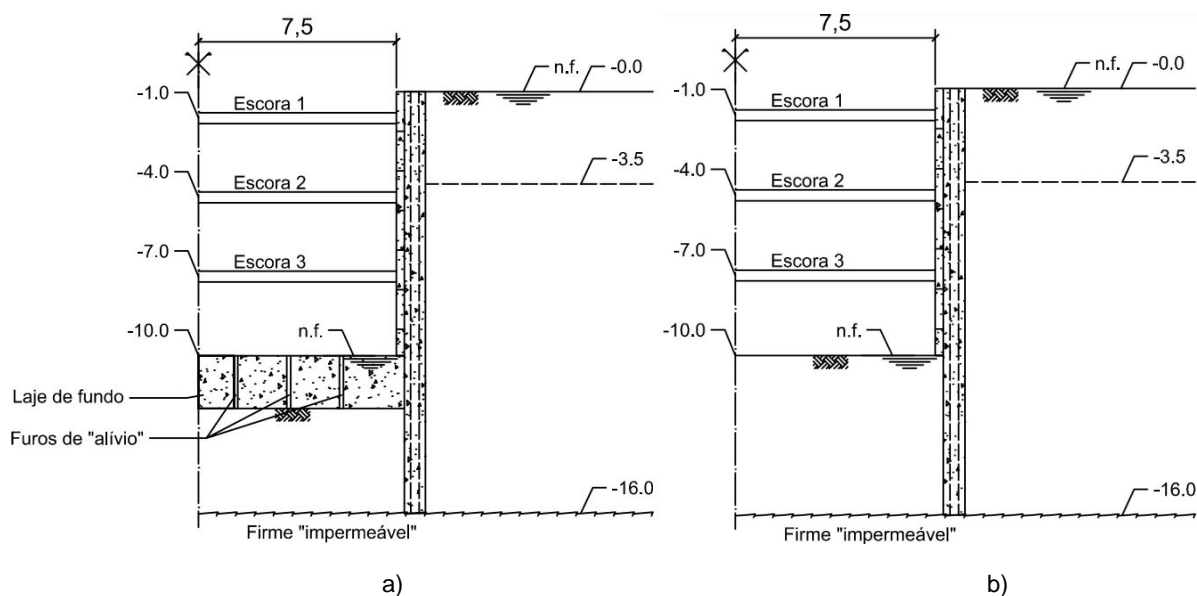


Fig. 7.18 – Geometria da obra: a) problema base (com laje de fundo) b) caso de estudo (sem laje de fundo)

7.3.2. ANÁLISE DO ESTADO DE TENSÃO

As Fig. 7.19, Fig.7.20 e Fig.7.21 ilustram, respetivamente, os excessos de pressão neutra, um pormenor dos excessos de pressão neutra do lado suportado e as pressões neutras no maciço argiloso no final da escavação e no final da consolidação. A análise conjunta das três figuras permite verificar que, no final da escavação, a grandeza dos excessos de pressão neutra negativos, em valor absoluto, quer no solo do lado escavado quer no solo do lado suportado (na zona junto à cortina), é bastante superior no caso em que não existe laje de fundo. No lado escavado, deve-se ao facto da remoção da laje de fundo conduzir a um maior efeito de descompressão vertical, originado pela remoção das terras e água sobrejacentes, pois, como a laje é bastante menos deformável que o solo, aquando da sua remoção a expansão do solo subjacente à escavação é muito superior. No lado suportado, deve-se ao facto da remoção da laje de fundo levar a maiores deslocamentos da estrutura de suporte, como se verá adiante, e, conseqüentemente, originar um maior efeito de descompressão no solo deste lado. A remoção da laje de fundo faz com a estrutura de contenção fique com menos um apoio estrutural. Como foi referido anteriormente, a laje de fundo constitui um apoio desde o início dos trabalhos de escavação. Ora, como analisado no em 6.2.2.2., a maior percentagem dos deslocamentos dá-se abaixo do nível de escavação e logo nas primeiras fases.

No final da consolidação, independentemente de existir ou não laje de fundo, a distribuição de pressões neutras no maciço argiloso tenderá para a situação hidrostática, quer do lado suportado, quer do lado escavado.

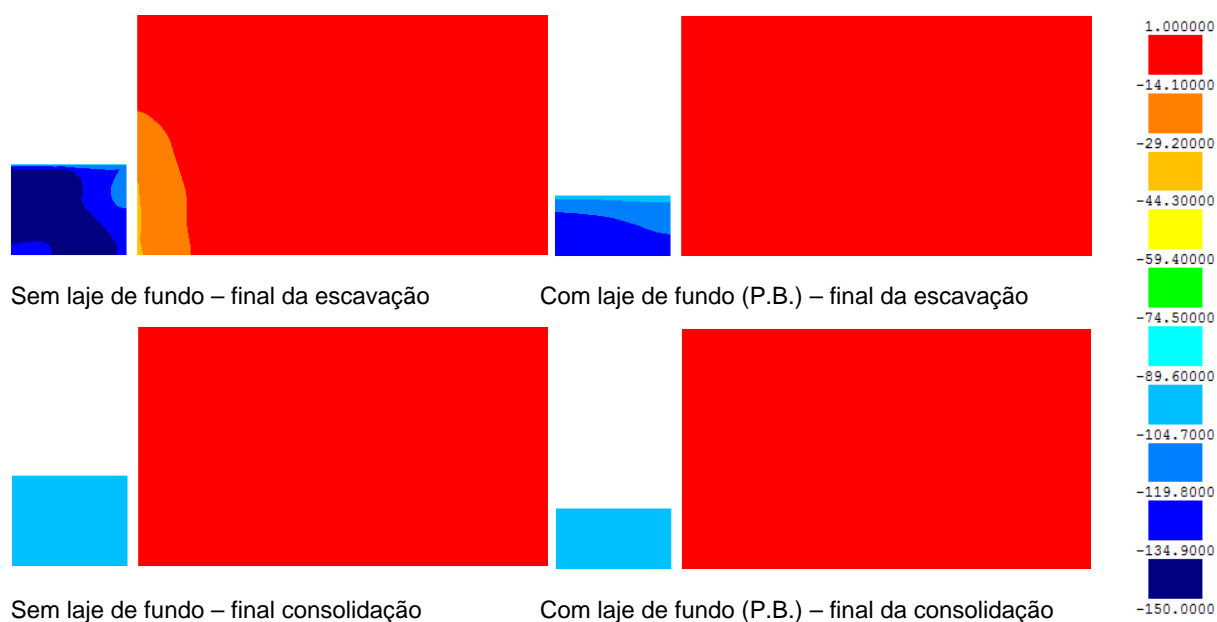


Fig. 7.19 – Excessos de pressão neutra [kPa] no maciço argiloso

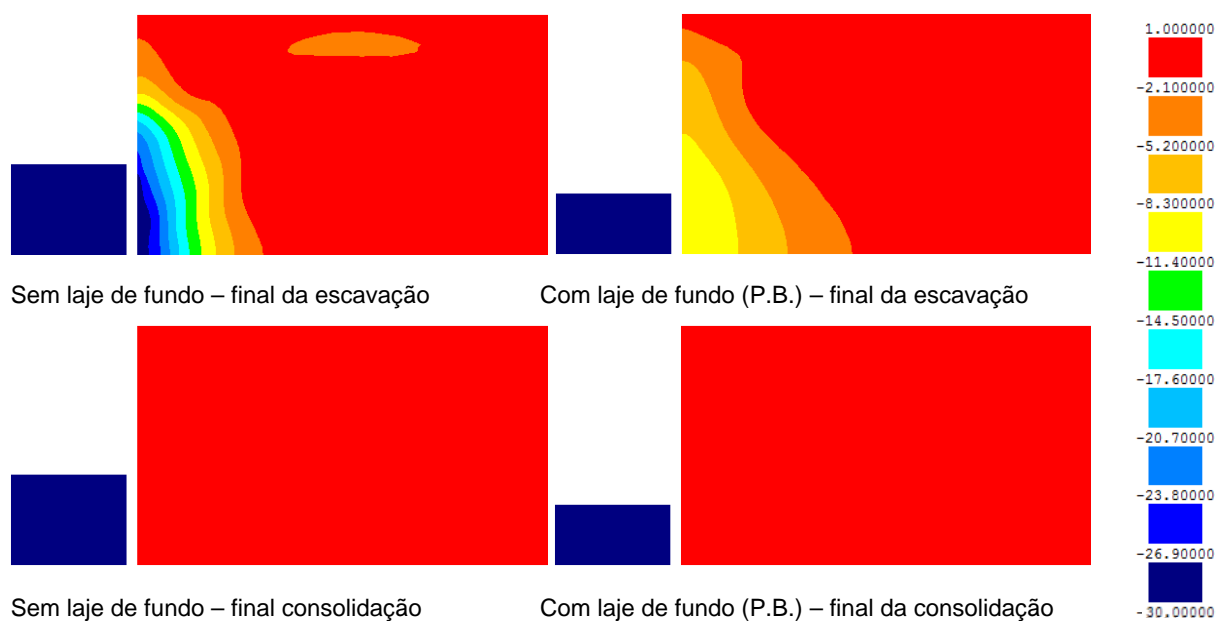


Fig. 7.20 – Pormenor dos excessos de pressão neutra [kPa] no lado suportado

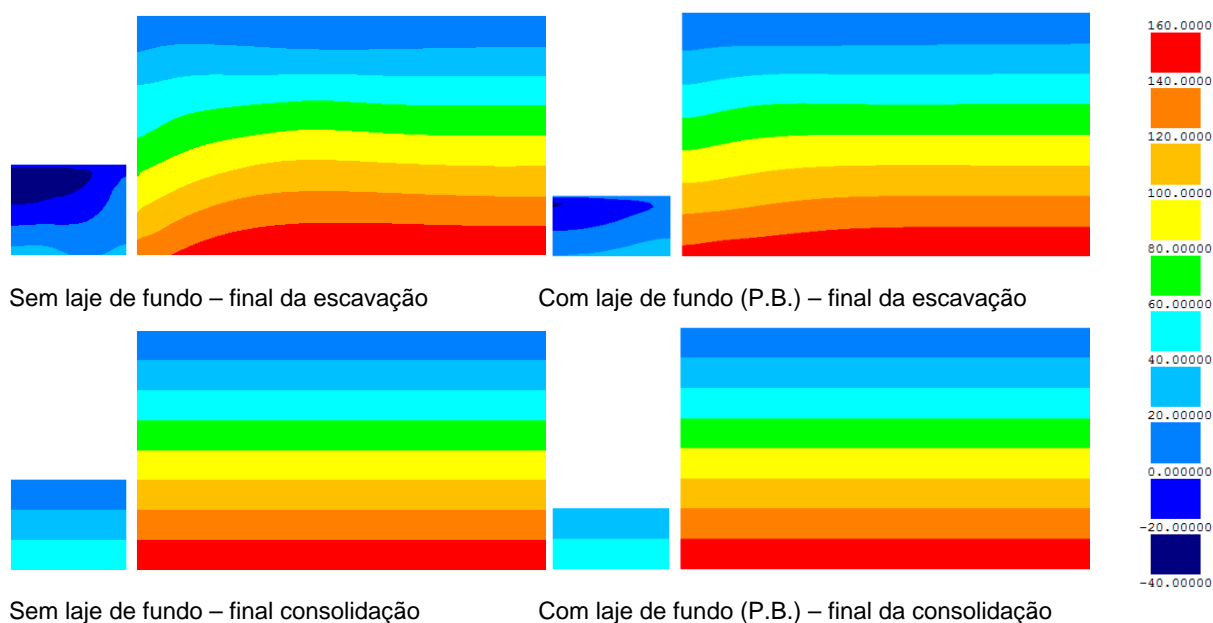


Fig. 7.21 – Pressões neutras [kPa] no maciço argiloso

A Fig. 7.22 mostra as tensões efetivas horizontais no maciço argiloso para os dois casos de estudo no final da escavação e no final da consolidação. No final da escavação, constata-se que na solução sem laje de fundo, no lado escavado, as tensões efetivas horizontais são muito superiores às verificadas no problema base (chegam mesmo a ser superiores às tensões efetivas horizontais de repouso aos 16,0 m de profundidade). Isto deve-se, por um lado, ao maior movimento da cortina no sentido do corte e, por outro, aos maiores valores absolutos dos excessos de pressão neutra negativos gerados. Por sua vez, no lado suportado, verifica-se que junto à cortina, acima de metade da profundidade de escavação as tensões efetivas horizontais no caso sem laje de fundo são maiores que no problema base e, abaixo de metade da profundidade de escavação, as tensões efetivas horizontais são menores que no problema base. Isto é devido à maior presença do efeito de arco, como se verá adiante, que leva a que haja uma maior redistribuição de tensões da parte inferior da estrutura de contenção para a parte superior que se desloca menos (menos até que no problema base). Em zonas do maciço suportado mais afastadas da cortina, observa-se que as tensões efetivas horizontais são menores no caso de estudo do que no problema base em toda a profundidade. No final da consolidação, no lado escavado, junto à cortina, as tensões efetivas horizontais são maiores no caso sem laje de fundo que no problema base. Pelo contrário, junto ao eixo de simetria a situação é inversa, ou seja, as tensões efetivas horizontais são maiores no problema base do que no caso sem laje de fundo, uma vez que os excessos de pressão neutra negativos gerados na fase de escavação são de menor valor absoluto que no problema sem laje de fundo. No lado suportado, verifica-se a tendência ocorrida na fase de escavação.

Analisando agora a Fig. 7.23, que mostra as tensões efetivas verticais no maciço argiloso no final da escavação e no final da consolidação, pode constatar-se que no final da escavação, no caso em que não existe laje de fundo, quer do lado escavado quer do lado suportado, junto à cortina (junto ao eixo de simetria estas tensões são idênticas nos dois casos), as tensões efetivas verticais são menores que no problema base devido, respetivamente ao maior efeito de descompressão vertical e ao maior efeito de descompressão lateral. No final da consolidação, verifica-se que a dissipação dos elevados excessos de pressão neutra negativos gerados no solo do lado suportado e no lado do solo escavado, na contenção sem laje de fundo, leva a que estas tensões diminuam ainda mais.

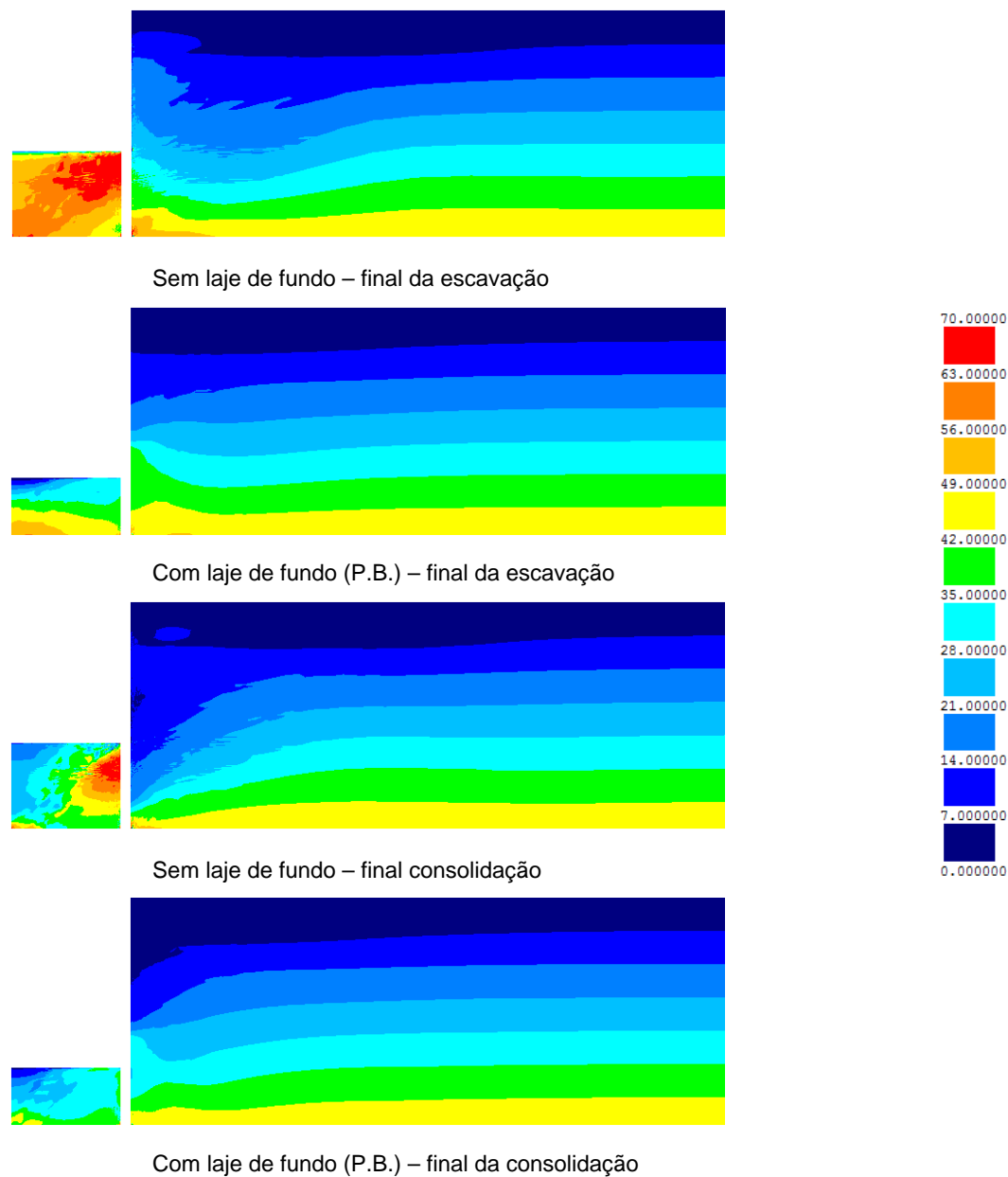


Fig. 7.22 – Tensões efetivas horizontais [kPa] no maciço argiloso

Na Fig. 7.24 apresentam-se as tensões de corte nos planos horizontais e verticais no final da escavação e no final da consolidação. O exame da figura permite concluir que a ausência da laje de fundo conduz a uma maior mobilização de tensões de corte no maciço, quer do lado escavado quer do lado suportado.

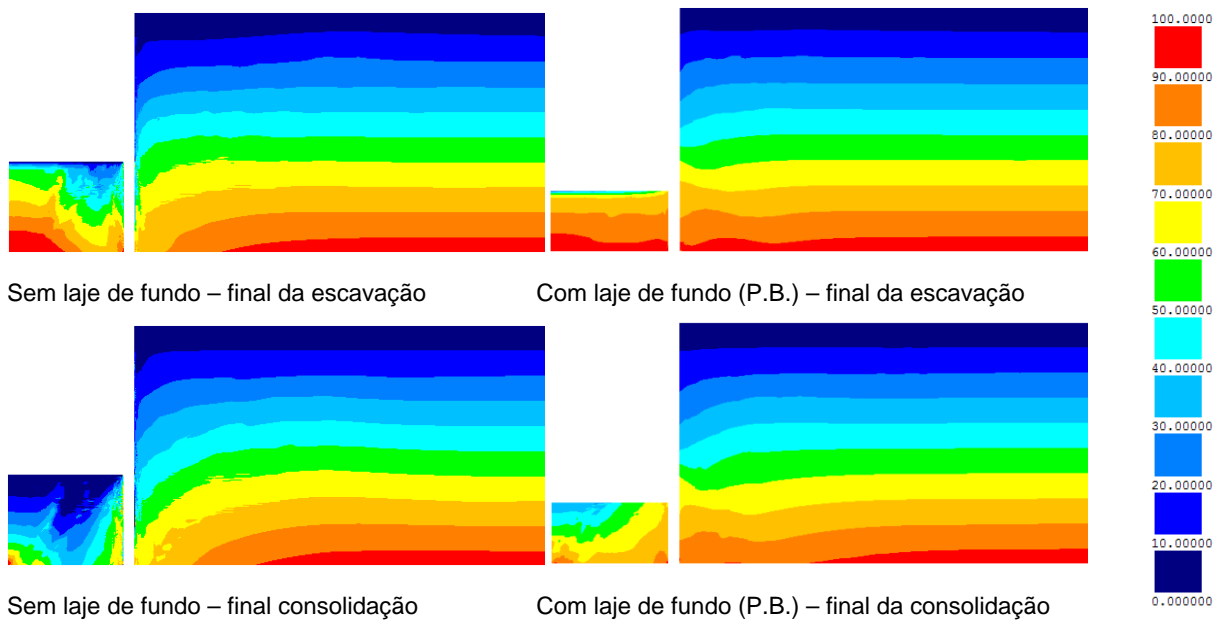


Fig. 7.23 – Tensões efetivas verticais [kPa] no maciço argiloso

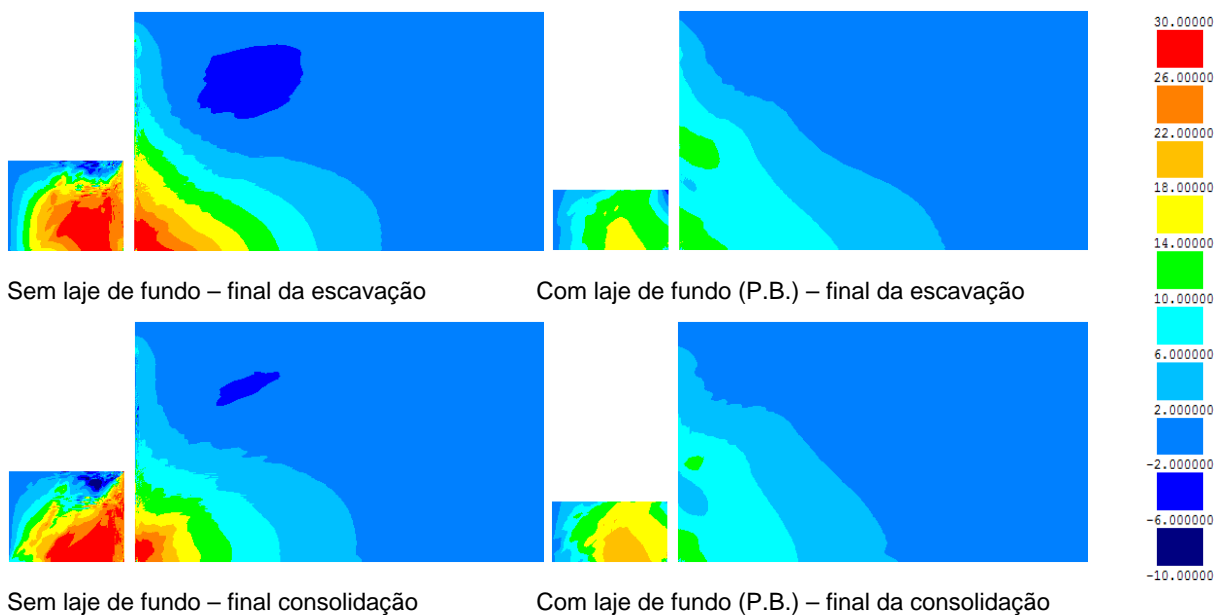


Fig. 7.24 – Tensões de corte nos planos horizontais e verticais (τ_{xy}) [kPa] no maciço argiloso

A Fig. 7.25 ilustra os níveis de tensão instalados no maciço, no final dos trabalhos de escavação e no final da consolidação. A análise da figura permite verificar que com a remoção da laje de fundo a massa de solo em estado crítico é bastante maior que no problema com laje de fundo, quer do lado suportado quer do lado escavado tanto no final da escavação como no final da consolidação. No entanto, a pequena profundidade, como já foi comentado aquando da análise das tensões efetivas horizontais, o nível de tensão no solo é menor no caso sem laje de fundo do que no caso com laje de fundo, pois, como se verá adiante, a cortina apresenta menores deslocamentos do que o problema base. Logo, nesta zona, ocorre menor diminuição da tensão média efetiva.

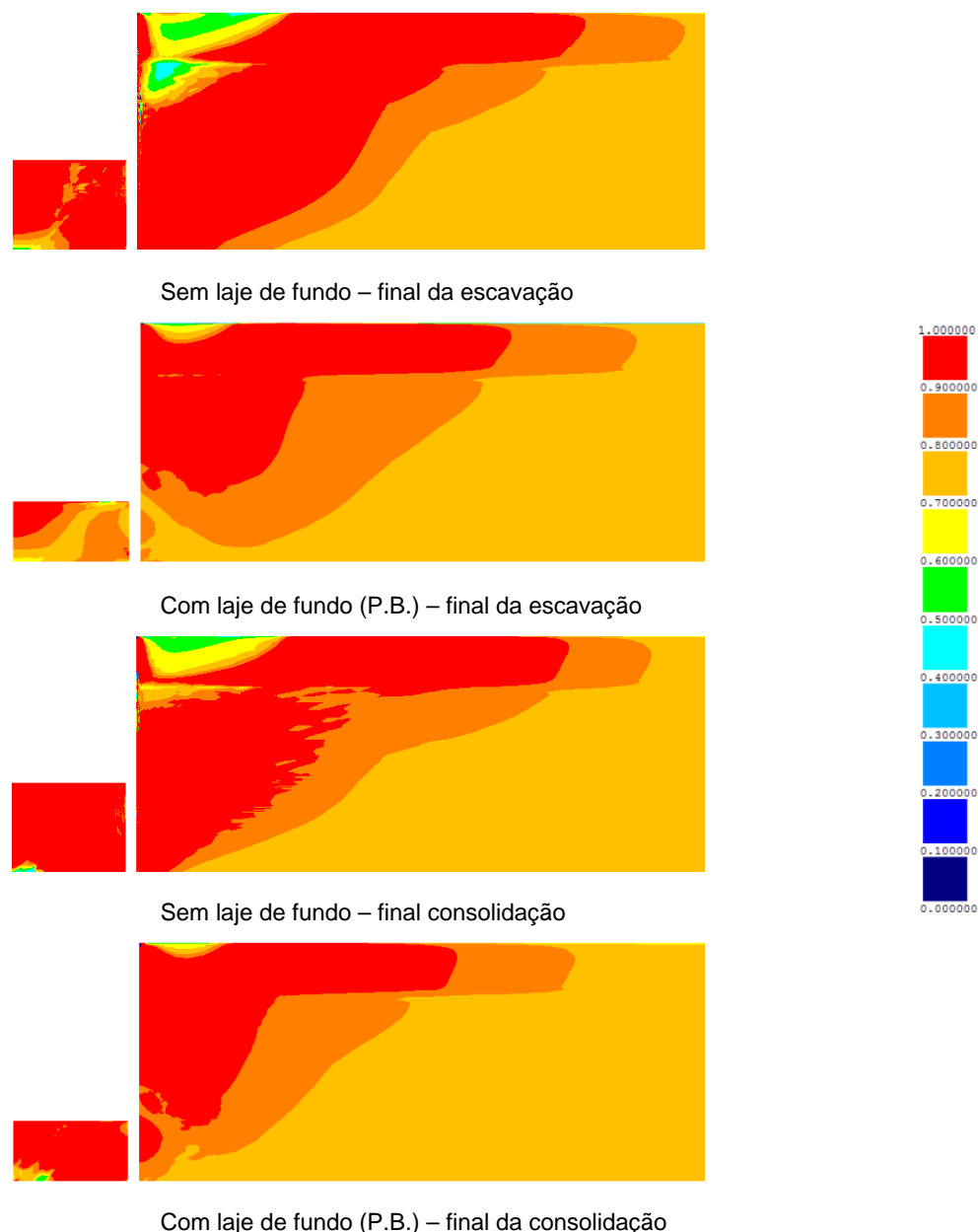


Fig. 7.25 – Níveis de tensão no maciço argiloso

7.3.3. ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS

Neste ponto seguir-se-á o estudo da influência da remoção da laje de fundo no comportamento global da escavação mas no que diz respeito aos movimentos da estrutura de contenção e do maciço argiloso. Assim, apresenta-se na Fig. 7.26 parte das malhas deformadas no final da escavação para os dois casos de estudo. A sua observação permite verificar que, no caso sem laje de fundo, os deslocamentos da estrutura de suporte para o interior da escavação, os movimentos à superfície do terreno suportado e os movimentos ascendentes da base da escavação são bastante mais significativos do que no problema base. Note-se que no caso sem laje de fundo, os elementos finitos subjacentes à base da escavação até 2,0 m de profundidade correspondem ao material solo, enquanto que no caso com laje de fundo, correspondem ao material laje de fundo de *jet grout*.

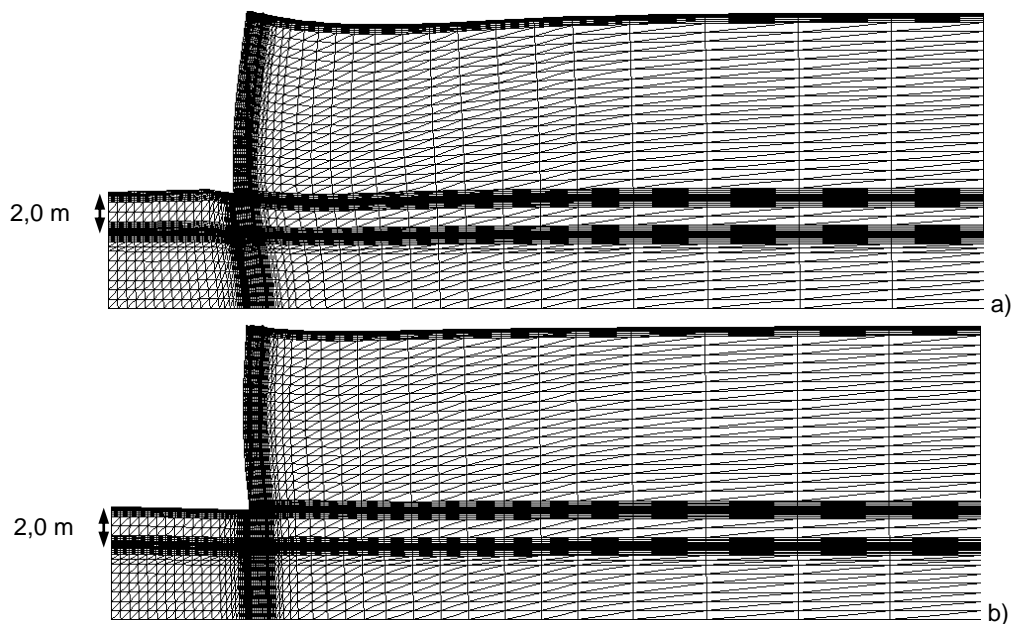


Fig. 7.26 – Parte da malha deformada (fator de ampliação dos deslocamentos igual a 10) no final da escavação:
a) sem laje de fundo b) com laje de fundo (problema base)

A Fig. 7.27 mostra os deslocamentos horizontais da cortina de *jet grout* para os dois casos de estudo no final da escavação e no final da consolidação em que se representa a negro os níveis de escoramento na fase de escavação (lembra-se o leitor que as lajes localizam-se 0,5 m abaixo dos níveis das escoras). Analisando a figura observa-se que a remoção da laje de fundo conduz a um aumento muito significativo dos deslocamentos da estrutura de suporte. O deslocamento máximo horizontal aumentou cerca de 87%, passando a representar 0,96% da profundidade de escavação. Este valor é praticamente incomportável numa obra de escavação real pelos danos que acarretaria para as edificações confinantes com a obra. A configuração da deformada da estrutura de suporte apresenta uma configuração idêntica à de uma “viga simplesmente apoiada”. Estes aumentos bastante expressivos dos deslocamentos horizontais da cortina de *jet grout* devem-se sobretudo à não existência do apoio estrutural que a laje de fundo proporciona abaixo do nível de escavação em todas as fases e desde o início da escavação. Tal como referido aquando da análise das tensões efetivas horizontais, até cerca de 1,5 m de profundidade, a remoção da laje de fundo origina menores deslocamentos que o problema base devido à maior convexidade apresentada e à maior rotação em torno do primeiro nível de escoramento. Com a consolidação, à semelhança do problema base, praticamente não existem alterações nos deslocamentos da cortina de *jet grout*.

A Fig. 7.28 e a Fig. 7.29 mostram, respetivamente, os deslocamentos horizontais e os deslocamentos verticais da superfície do terreno suportado no final da escavação e no final do período de tempo correspondente à total dissipação dos excessos de pressão de água negativos nos poros gerados pela escavação. Tendo em conta o que já foi referido ao longo deste trabalho (admitir-se a curto prazo - final da escavação - um comportamento praticamente não drenado, pelo que a variação do volume global do maciço será nula (Almeida e Sousa, 1998)) e o que foi comentado acima acerca dos deslocamentos horizontais da cortina de *jet grout*, será de prever que, no caso sem laje de fundo, os deslocamentos à superfície do terreno suportado associados à escavação sejam bastante superiores aos ocorridos no problema base. É isto mesmo que se pode constatar observando a Fig. 7.28 e a Fig. 7.29. A remoção da laje de fundo conduz a um aumento do deslocamento máximo horizontal de cerca de 68% e a um aumento do assentamento máximo de cerca de 122%. Para além disto, uma vez que o deslocamento máximo

horizontal da cortina sem laje de fundo ocorre a maior profundidade, os deslocamento máximo horizontal e vertical ocorrem a maior distância da cortina do que no problema base.

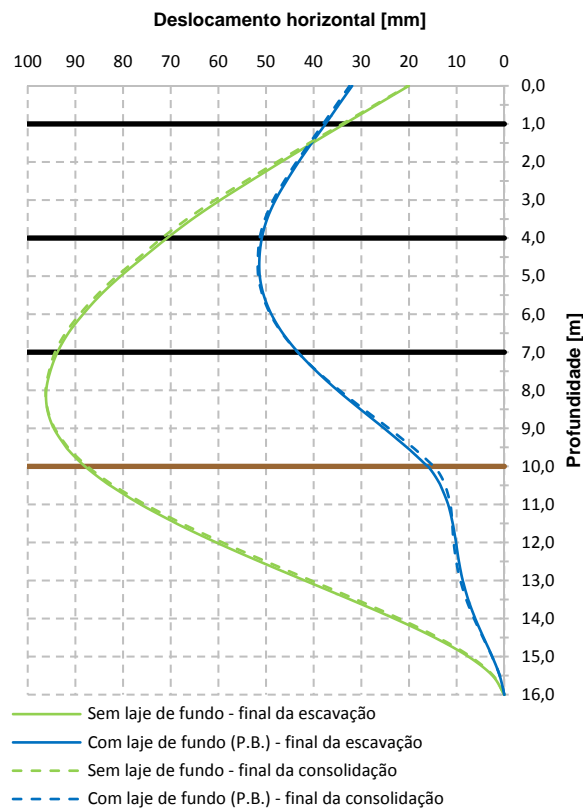


Fig. 7.27 – Deslocamentos horizontais da cortina de *jet grout*

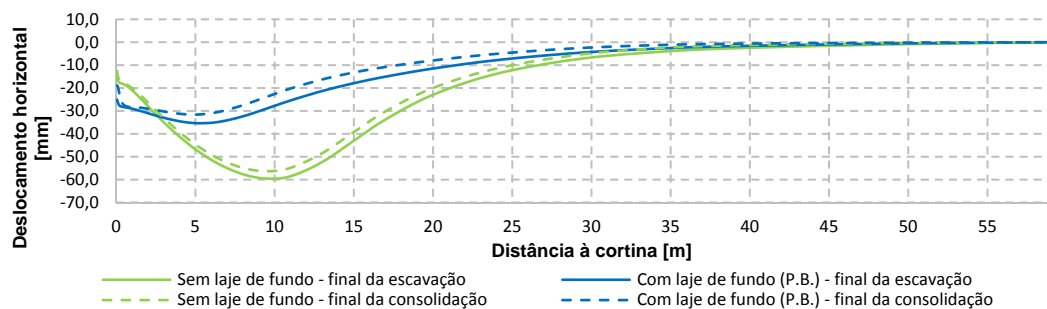


Fig. 7.28 – Deslocamentos horizontais da superfície do terreno suportado

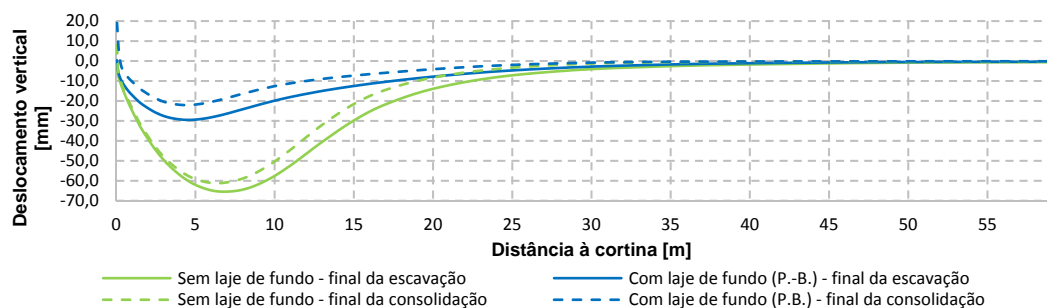


Fig. 7.29 – Deslocamentos verticais da superfície do terreno suportado

No que respeita ao levantamento da base da escavação, apresenta-se na Fig. 7.30, os deslocamentos verticais no final desta e no final da consolidação para os dois casos de estudo. Analisando a figura pode constatar-se que com a remoção da laje de fundo os movimentos ascendentes são mais intensos do que no problema base, tanto no final da escavação como no final da consolidação; como se viu em 7.3.2., os excessos de pressão neutra negativos gerados na escavação, em valor absoluto, são mais elevados no caso sem laje de fundo do que no caso com laje de fundo e, por conseguinte, a sua dissipação ao longo da consolidação conduz a uma maior expansão do solo subjacente à escavação.

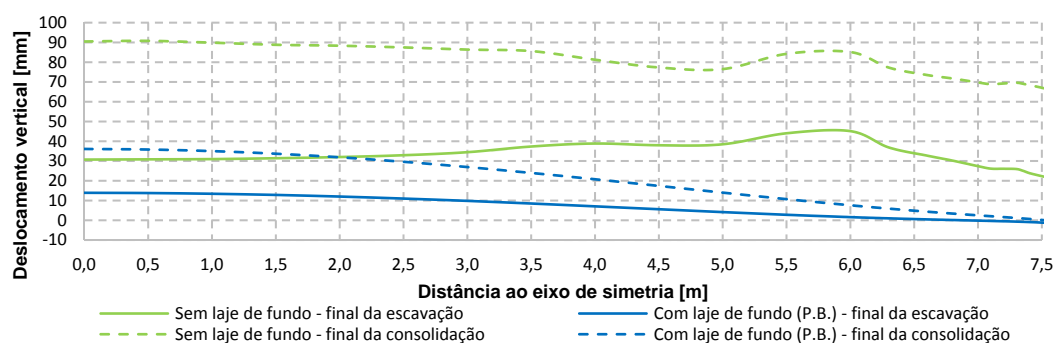


Fig. 7.30 – Deslocamentos verticais da base da escavação

Em suma, pode concluir-se que a adoção no projeto deste tipo de obras, de uma laje de fundo de *jet grout* conduz a deslocamentos do maciço e da estrutura de suporte bastante inferiores aos ocorridos caso a laje não seja executada.

7.3.4. ANÁLISE DOS ESFORÇOS NOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

7.3.4.1. Esforços axiais nas escoras e lajes de betão armado

Na Fig. 7.31 ilustra-se a evolução do esforço axial nas escoras ao longo da escavação para os dois casos de estudo. Analisando a figura, pode constatar-se que a remoção da laje de fundo leva a que escora 2 e a escora 3 recebam grande parte das cargas que se exercem na face da cortina do lado suportado abaixo da base de escavação nas várias fases, pelo que o esforço axial de compressão destas escoras é bastante superior ao esforço de compressão instalado nas escoras do problema base. Por sua vez, ao longo da escavação, o esforço axial da escora 1, no problema sem laje de fundo passa de compressão para tração devido ao movimento rotacional da estrutura de suporte.

A Fig. 7.32 mostra evolução dos esforços axiais nas escoras e nas respetivas lajes de betão armado ao longo da substituição do sistema de escoramento provisório pelo sistema de escoramento definitivo. A sua observação permite verificar que a evolução destes esforços no problema sem laje de fundo apresenta a mesma tendência do que acontece no problema base e que foi atrás comentado (naturalmente, com diferentes valores de esforços). Note-se que a escora 1, apesar de apresentar um esforço axial de tração no final da escavação, com a construção das lajes (devido aos aumentos de vão entre apoios que levam a ligeiros acréscimos dos movimentos para o interior do corte), ocorre diminuição deste esforço à medida que avança este processo.

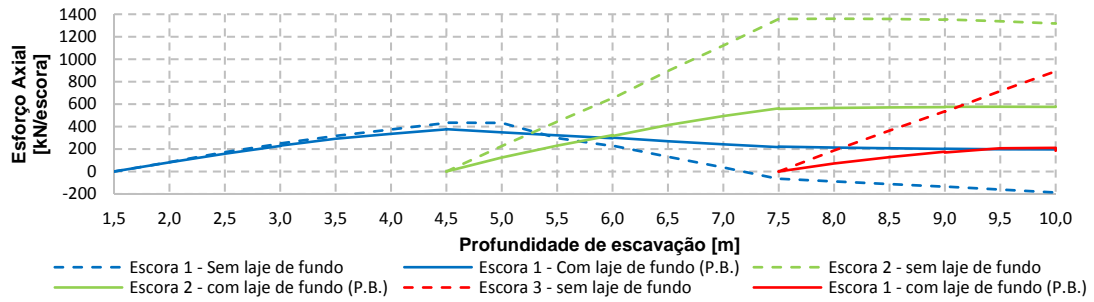


Fig. 7.31 – Evolução dos esforços axiais nas escoras ao longo da escavação

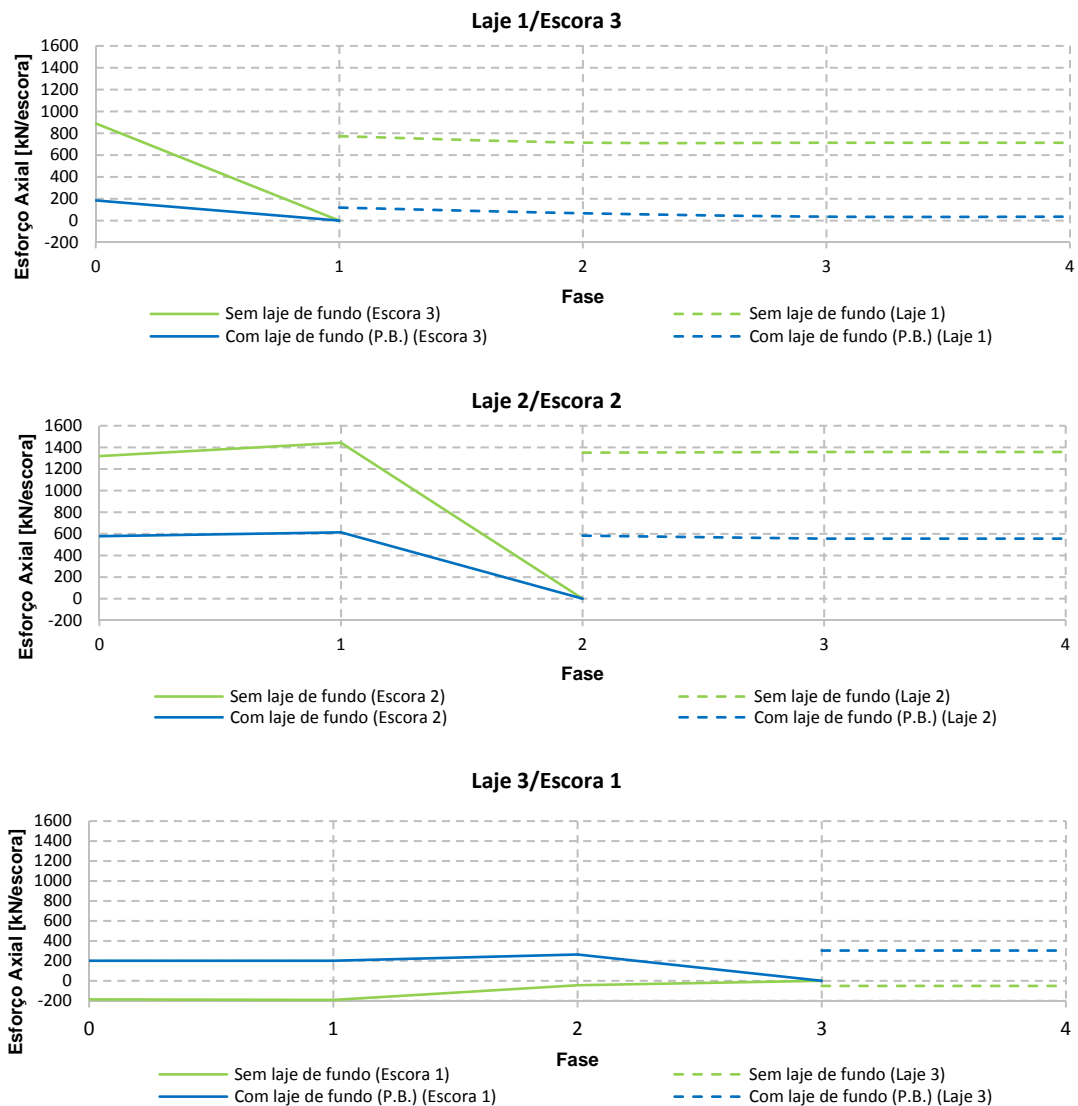


Fig. 7.32 – Evolução dos esforços axiais nas escoras e nas lajes de betão armado ao longo da construção destas

Quadro 7.2 – Definição das fases ao longo da construção das lajes de betão armado

Fase	Descrição
0	Final da escavação (10,0 m)
1	Final da construção da laje 1
2	Final da construção da laje 2
3	Final da construção da laje 3
4	Após a construção das lajes

Ao longo da consolidação (ver Fig. 7.33) observa-se que existe menor variação nos esforços axiais instalados nas lajes de betão armado no problema sem laje de fundo do que no problema base. A remoção da laje de fundo faz com que a laje que fica tracionada seja a última a ser construída (laje 3), enquanto que no problema base era a primeira a ser construída (laje 1).

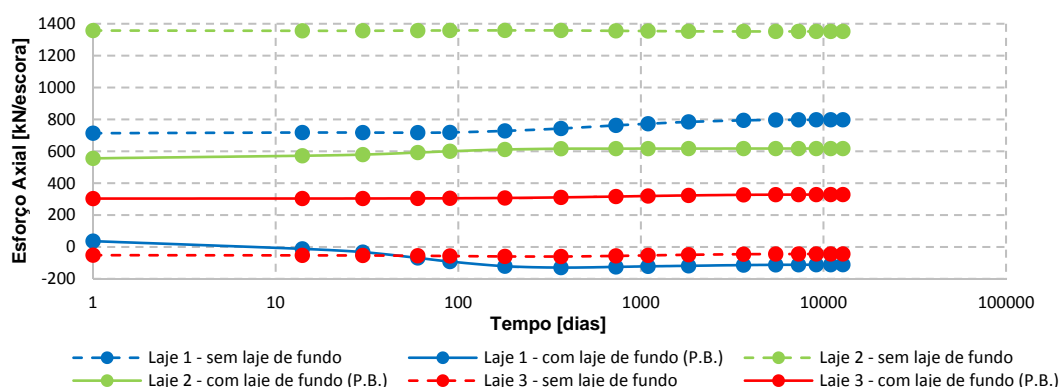


Fig. 7.33 – Evolução dos esforços axiais nas lajes ao longo da consolidação

7.3.4.2. Momentos fletores na parede de *jet grout*

A Fig. 7.34 a) mostra a distribuição de momentos fletores na parede de *jet grout* no final da escavação e no final da consolidação para os dois casos de estudo. A partir da sua análise conclui-se que a remoção da laje de fundo acarreta alterações bastante significativa na distribuição dos momentos fletores ao longo da parede de *jet grout*; entre 9,0 m e 12,0 m de profundidade, os momentos negativos passam a positivos; o momento máximo negativo (momento de dimensionamento) passa da profundidade 10,0 para o encastramento. À semelhança do que acontecia com os esforços axiais nas lajes, os momentos fletores, no caso sem laje de fundo, sofrem menores variações com a consolidação do que no problema base.

7.3.4.3. Momentos fletores na parede tipo Berlim definitiva

Na Fig. 7.34 b) apresentam-se os momentos fletores na parede tipo Berlim definitiva. A sua observação permite verificar que a remoção da laje de fundo conduz a maiores momentos fletores negativos do que na situação em que se executa a laje de fundo de *jet grout*. A consolidação, apesar de diminuir o momento negativo ao nível da laje 1 (7,5 m de profundidade), não é suficiente para o tornar positivo, como acontece no problema base.

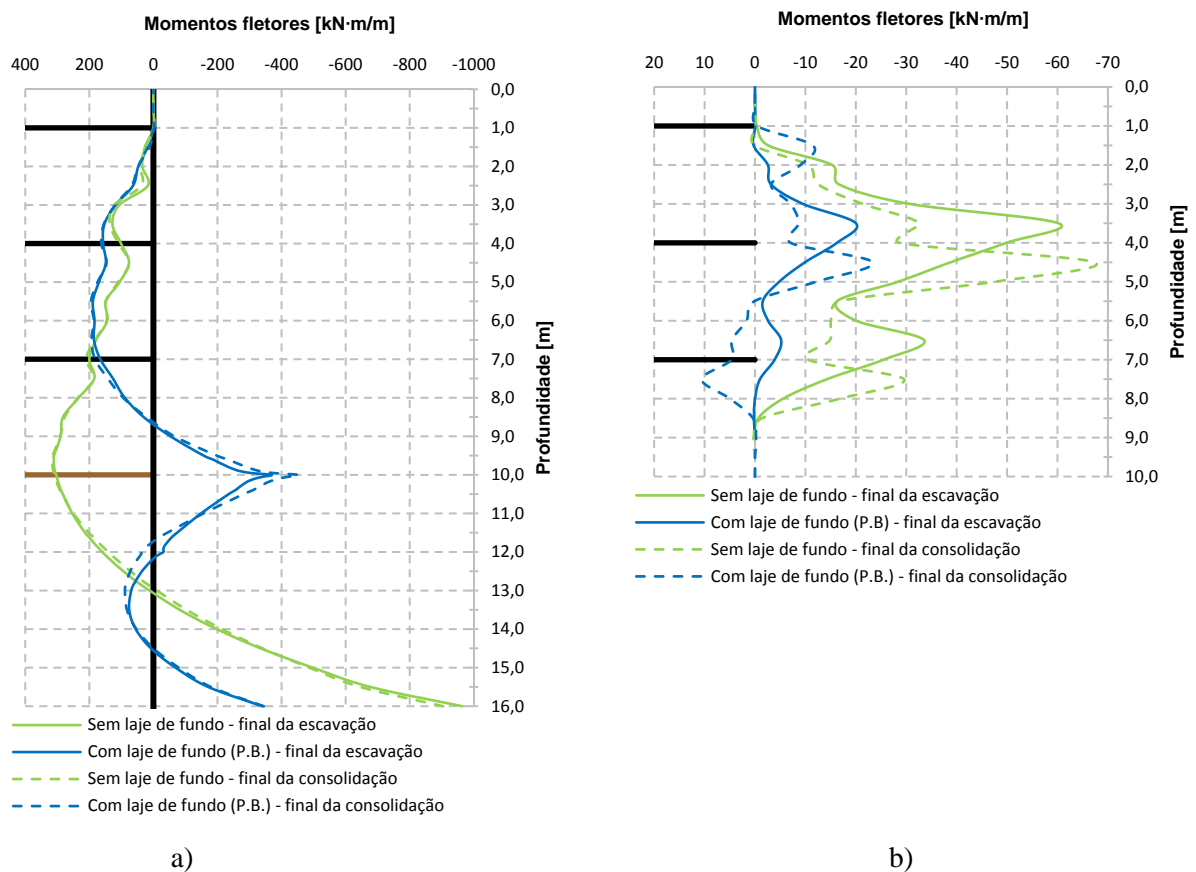


Fig. 7.34 – Momentos fletores na parede: a) *jet grout*, b) tipo Berlim definitiva

7.3.5. ANÁLISE DAS PRESSÕES DO SOLO SOBRE AS FACES DA CORTINA

A Fig. 7.35 ilustra a distribuição das pressões totais que o maciço argiloso comunica às faces da cortina no final da escavação e no final da consolidação para os dois casos de estudo. A sua observação permite verificar que o efeito de arco é mais presente no caso em que não existe laje de fundo do que o problema base, uma vez que ocorrem maiores deslocamentos diferenciais entre a parte inferior da estrutura de contenção e a parte superior. Esta maior presença do efeito de arco leva a que as pressões abaixo dos 6,0 m de profundidade sejam menores no problema sem laje de fundo do que no problema base e, que acima desta profundidade ocorra o inverso. Com a consolidação verifica-se que as pressões, em ambos os lados, aumentam mais no problema sem laje de fundo do que no problema base devido sobretudo ao facto de os excessos de pressão neutra negativos gerados na escavação serem bastante maiores (em valor absoluto) do que os gerados no problema base, como já referido.

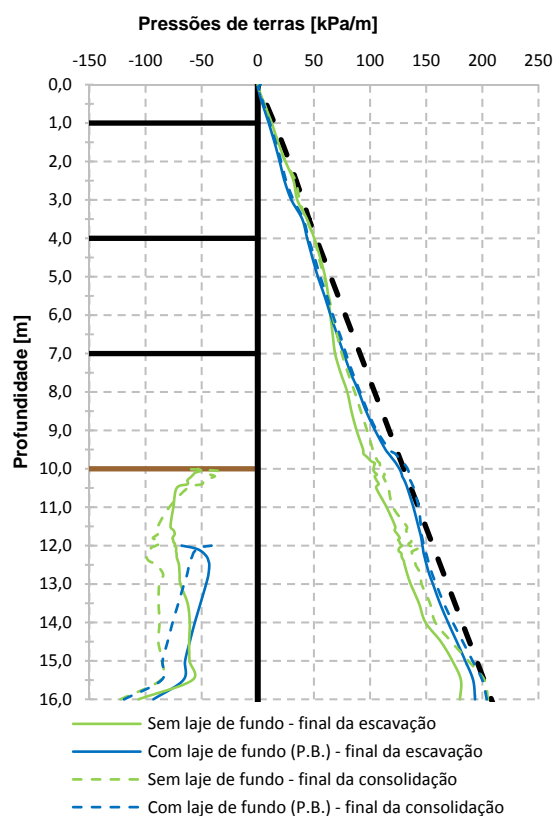


Fig. 7.35 – Diagrama de pressões do solo (tensões totais horizontais) sobre as faces da cortina

8

CONSIDERAÇÕES FINAIS

No presente capítulo são apresentadas, de forma sucinta, as conclusões mais pertinentes obtidas ao longo desta dissertação, com o qual se pretendeu estudar o comportamento de escavações e a adequabilidade da solução mista que resulta da combinação da solução construtiva paredes tipo Berlim definitivas com a execução prévia de painéis de *Cutter Soil Mixing (CSM)* ou colunas de *jet grout*, armados com perfis metálicos, em solos arenosos sem coesão e solos argilosos moles, bem como sugestões para trabalhos futuros que abordem este tema.

Numa primeira fase, foram apresentadas, de uma forma muito sucinta, as três técnicas construtivas associadas a esta dissertação – técnica de *Jet Grouting*, técnica de *Cutter Soil Mixing* e paredes tipo Berlim definitivas –, assim como a apresentação dum caso de obra em que a combinação das duas últimas técnicas foi adotado como solução.

De seguida, apresentaram-se as principais características do programa de cálculo automático utilizado, baseado no Método dos Elementos Finitos, que permite proceder a análises de consolidação através de uma formulação acoplada mecânico-hidráulica (extensão da teoria de consolidação multidimensional de Biot), na qual o comportamento do solo é definido em termos de tensões efetivas. O programa em questão é designado por RECRIB e foi desenvolvido por Borges (1995) na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Na modelação do comportamento do solo considerou-se um modelo constitutivo elastoplástico não linear, baseado na Mecânica dos Solos dos Estados Críticos, o modelo $p-q-\theta$. Foram simulados ensaios de compressão triaxial, em provetes do solo correspondente ao primeiro problema base (capítulo 4), para a análise do funcionamento do modelo $p-q-\theta$.

Posteriormente, com o auxílio do programa RECRIB, no capítulo 4, modelou-se numericamente uma escavação multi-escorada num maciço arenoso emerso, suportada por uma estrutura de contenção mista constituída por uma parede de colunas de *jet grout* secantes, executada previamente ao início dos trabalhos de escavação, armada com perfis metálicos espaçados de 1,1 m e por uma parede em betão armado betonada *in situ* (parede tipo Berlim definitiva). Analisaram-se a evolução das principais grandezas desde o início dos trabalhos de remoção de terras até ao final da construção das lajes maciças de betão armado que constituem o sistema de escoramento definitivo e definem as diversas caves destinadas a parques de estacionamento automóvel. O comportamento do maciço e da estrutura de suporte de terras foi analisado de uma forma faseada durante a escavação e durante a construção das lajes. As principais grandezas analisadas foram as tensões efetivas horizontais e verticais, as tensões de corte nos planos horizontal e vertical, os níveis de tensão, os deslocamentos da estrutura de suporte, os esforços axiais nas escoras e lajes, os momentos flettores nas duas paredes (*jet grout* e parede tipo Berlim definitiva) e as pressões que o maciço comunica às duas faces da estrutura de contenção.

De um modo geral, importa salientar as seguintes conclusões relativas ao estado de tensão no maciço arenoso:

- A remoção das terras em frente à estrutura de suporte leva a que, em geral, as tensões horizontais diminuam no solo do lado suportado, assim como no solo do lado escavado junto ao eixo de simetria. Porém, no solo do lado escavado adjacente à cortina a tensão horizontal aumenta;
- A tensão vertical diminui com o decorrer da escavação no solo do lado escavado, sendo esta diminuição menos significativa junto à cortina; no lado suportado, inicialmente as tensões verticais diminuem e depois aumentam devido à construção da parede Berlim;
- Com o decorrer da escavação quer as tensões de corte (τ_{xy}) quer os níveis de tensão vão aumentando.

Quanto aos deslocamentos salienta-se o seguinte:

- Os deslocamentos horizontais da cortina aumentam com o decorrer dos trabalhos de escavação, sendo que o deslocamento máximo vale cerca de 0,08% da profundidade máxima de escavação (14,0 m);
- Os deslocamentos verticais da superfície do terreno suportado são bastante influenciados com o processo construtivo uma vez que após um levantamento junto à cortina de cerca de 5,0 mm diminuem para cerca de 0,5 mm no final da escavação devido ao aumento de peso derivado da construção da parede tipo Berlim; em geral, os deslocamentos horizontais vão aumentando com o decorrer da escavação.

No que se refere aos esforços axiais nos níveis de escoramento verifica-se que aumentam com o decorrer da escavação nas escoras 2, 3 e 4 e que, na escora 1, após decrescerem quando é colocada a escora 2, voltam a aumentar devido às pronunciadas redistribuições de tensões por efeito de arco na direção vertical devido ao facto de a cortina apresentar rigidezes distintas à flexão - no momento da escavação de determinado nível a parede é simples a esse nível e dupla no nível anterior.

As análises paramétricas realizadas no capítulo 5 permitiram concluir o seguinte:

- A existência da parede tipo Berlim tem considerável influência na redução do nível de tensão instalado no solo do lado suportado, assim como na diminuição das tensões de corte; para além disto, leva a uma menor diminuição das tensões horizontais no solo do lado suportado. A não existência da parede leva a uma diminuição das tensões verticais junto à cortina no lado suportado, pois as tensões tangenciais que tendem a levantar a cortina não têm nada a contrariá-las, logo, a cortina terá um maior levantamento; quando esta parede existe, o seu peso, tende a contrariar estas tensões; quando esta parede existe, a sua rigidez à flexão tem pouca influência; no que se refere aos deslocamentos da estrutura de contenção, conclui-se que a parede tipo Berlim permite obter deslocamentos horizontais na estrutura de suporte consideravelmente inferiores, nomeadamente nas zonas entre as escoras; a pronunciada presença do efeito de arco leva a que, no caso sem parede Berlim, o esforço axial seja mais elevado na escora 1 do que nos casos em que existe parede Berlim e que, nas escoras 2, 3 e 4 aconteça o inverso; no que concerne aos momentos fletores na parede de *jet grout*, a ausência da parede Berlim leva a que estes esforços sejam consideravelmente superiores na zona escorada do que nos casos em que a parede existe; como seria de prever, à medida que a rigidez desta parede aumenta, maiores são os esforços nela instalados; a ausência da parede Berlim, leva a que as redistribuições de tensões no solo do lado suportado sejam mais expressivas do que nos casos em que a parede existe;

- A rigidez à flexão da parede de *jet grout* (determinada pela rigidez à flexão dos perfis metálicos) leva a conclusões idênticas às concluídas para a rigidez à flexão da parede Berlim; no entanto, realça-se que, como no momento da escavação de determinado nível a estrutura de suporte a esse nível é simples, a rigidez à flexão desta parede tem mais influência nos níveis de tensão, nas tensões horizontais e, consequentemente, nas pressões de terras do lado suportado do que a influência à rigidez à flexão da parede tipo Berlim;
- A redução de um nível de apoio da estrutura de contenção na fase provisória leva, naturalmente, ao aumento dos deslocamentos da cortina. No entanto, tendo em conta as alterações no estado de tensão do solo e nos deslocamentos à superfície do terreno suportado, relativamente ao problema base, pode concluir-se que a obra analisada no capítulo 4 podia ter sido suportada com 3 níveis de escoramento em vez de 4, uma vez que não seriam muito desfavoráveis os resultados.

No capítulo 6, modelou-se numericamente uma escavação multi-escorada num maciço argiloso saturado de baixa resistência, suportada por uma estrutura de contenção idêntica à do capítulo 4 a menos do número das escoras, do perfil metálico da parede de *jet grout* e da existência, neste caso, de uma laje de fundo com colunas de *jet grout* com 2,0 m de altura. Analisaram-se a evolução das principais grandezas desde o início dos trabalhos de remoção de terras até ao final da consolidação. O comportamento do maciço e da estrutura de suporte de terras foi analisado de uma forma faseada durante a escavação, durante a construção das lajes e ao longo da consolidação. As principais grandezas analisadas foram os excessos de pressão neutra e as pressões neutras, as tensões efetivas horizontais e verticais, as tensões de corte nos planos horizontal e vertical, os níveis de tensão, os deslocamentos da estrutura de suporte, os esforços axiais nas escoras e lajes de betão armado e na laje de fundo de *jet grout*, os momentos fletores nas duas paredes (*jet grout* e parede tipo Berlim definitiva) e as pressões (tensões totais horizontais – terras + água) que o maciço comunica às duas faces da estrutura de contenção. De um modo geral, importa salientar as seguintes conclusões relativas ao estado de tensão no maciço argiloso:

- No processo de escavação geram-se excessos de pressão neutra negativos, quer do lado suportado, quer do lado escavado, sendo que estes são mais significativos na zona subjacente à escavação, uma vez que é nesta zona que o efeito da remoção de terras e água se faz notar mais, traduzido na diminuição da tensão média total. No período de consolidação, ocorre a dissipação dos excessos de pressão da água nos poros convergindo a distribuição de pressões neutras para uma distribuição hidrostática, quer do lado suportado, quer do lado escavado (neste lado, a distribuição é condicionada pela nova posição do nível freático que se encontra aos 10,0 m de profundidade);
- Durante a escavação, as tensões efetivas horizontais tendem a aumentar do lado escavado devido ao movimento da cortina e à geração de excessos de pressão neutra negativos; no lado suportado, existe aumento ao nível da laje de fundo e diminuição nas restantes zonas devido à redistribuição de tensões; com a consolidação, estas tensões tendem a diminuir devido à dissipação dos excessos de poro-pressão;
- Durante a escavação ocorrem aumentos significativos das tensões de corte e dos níveis de tensão; durante a consolidação, as tensões de corte tendem a diminuir no lado suportado e a aumentar no lado escavado; por sua vez, os níveis de tensão tendem, em geral, a aumentar nos dois lados do maciço.

No que se refere aos deslocamentos, destaca-se o seguinte:

- Ao longo da escavação, verifica-se um aumento dos deslocamentos horizontais da parede, correspondendo o valor máximo a cerca 0,51% da profundidade da escavação; ao longo da

construção das lajes e da consolidação não se observam praticamente variações dos deslocamentos horizontais da estrutura de suporte;

- Os deslocamentos horizontais e verticais da superfície do terreno, em concordância com o movimento para o interior do corte da estrutura de contenção, tendem a aumentar com o decorrer dos trabalhos de escavação. Com a consolidação, devido à dissipação dos excessos de pressão neutra negativos gerados ao longo da escavação, ocorre levantamento da superfície do terreno podendo concluir-se assim que o facto de a cortina ter sido levada até ao firme permite que com o tempo os deslocamentos induzidos pela escavação na superfície do terreno sejam atenuados.

No que diz respeito aos esforços axiais nas escoras, nas lajes de betão armado e na laje de fundo, aos momentos flectores das duas paredes que constituem a solução mista, realça-se o seguinte:

- Os esforços nas escoras 2 e 3 crescem com o progredir da escavação, sendo que o esforço da escora 2 diminui o seu ritmo de crescimento aquando da colocação em serviço da escora 3; por seu lado, o esforço da escora 1 cresce até à instalação da escora 2, diminuindo posteriormente até ao final da escavação; com a consolidação, verifica-se que a primeira laje a ser construída fica tracionada, o que não constitui uma situação favorável para o seu estado limite de serviço;
- Os momentos flectores na parede tipo Berlim aumentam com a construção; ao longo da consolidação, os momentos flectores máximos negativo e positivo aumentam. Por sua vez, os momentos flectores na parede que é executada previamente ao início dos trabalhos de escavação tendem, em geral, a aumentar com o decorrer da escavação; com a construção das lajes e no final da consolidação verifica-se que são pequenas as variações que ocorrem na distribuição dos momentos flectores relativamente à situação do final da escavação;
- O esforço axial na laje de fundo aumenta com o decorrer da escavação devido ao movimento para o interior do corte da cortina; com a consolidação, uma vez que a cortina praticamente não se desloca relativamente à sua posição no final da escavação, o esforço na laje de fundo permanece praticamente inalterado.

Por fim, mas não menos importante, tecem-se as seguintes conclusões acerca da distribuição em profundidade das tensões totais horizontais;

- Constatase, em primeiro lugar, que o efeito de arco em solos argilosos é bastante menos presente do que em solos arenosos devido à sua menor rigidez e resistência ao corte;
- As pressões que o solo comunica às faces da estrutura de contenção vão diminuindo com o decorrer da mesma, quer do lado suportado, quer do lado escavado; do lado escavado é devido sobretudo à descompressão associada à remoção do peso das terras e água sobrejacentes enquanto que do lado suportado é devido não só ao movimento da cortina para o interior do corte mas também devido à geração de excessos de pressão neutra que levam à diminuição das pressões da água nos poros; com a consolidação, em que ocorre a dissipação destes excessos de poro-pressão, as pressões totais tendem a aumentar, em geral, nas duas faces.

Relativamente às análises paramétricas do problema da argila pode concluir-se que a parede Berlim tem pouca influência nos resultados obtidos numericamente. No entanto, a adoção da contenção mista em escavações em solos moles apresenta sempre as vantagens enunciadas em 4.1.1.. Pode concluir-se também que é bastante importante considerar a execução de uma laje de fundo em *jet grout* em escavações em solos moles, uma vez que a sua remoção acarreta deslocamentos da estrutura de contenção e movimentos à superfície do terreno suportado incontroláveis.

Em suma, tem-se as seguintes conclusões gerais:

- A parede tipo Berlim definitiva tem mais influência no solo arenoso do que no solo argiloso devido à fraca presença do efeito de arco neste tipo de solos do que naqueles;
- É importante a modelação de todo o processo construtivo e não apenas da fase de escavação;
- No solo arenoso o efeito de arco local é mais presente do que o efeito de arco global. Por conseguinte, o diagrama de pressões de terras tende a afastar-se do diagrama de pressões aparentes de Terzaghi e Peck;
- No solo arenoso a rigidez à flexão da parede de *jet grout* tem mais influência nos níveis de tensão, nas tensões horizontais e na distribuição das pressões de terras do que a rigidez à flexão da parede tipo Berlim definitiva;
- A escavação no maciço arenoso pode ser realizada com três níveis de escoramento;
- No solo argiloso é muito importante a execução prévia de uma laje de fundo em *jet grout*, pois permite minimizar os deslocamentos estrutura de contenção e, conseqüentemente, do solo suportado desde o início dos trabalhos de escavação.

Por fim, acerca do prosseguimento de estudos no âmbito deste tema, entende-se que poderão ser dirigidos sobre as seguintes questões:

- Realização de uma maior variedade de estudos numéricos em relação às características do maciço arenoso e argiloso (por exemplo, a consideração da fluência do esqueleto sólido e a possança dos estratos – arenoso e argiloso), bem como outros tipos de geometria da estrutura de contenção, como por exemplo, as dimensões dos diferentes níveis de painéis da parede Berlim, de forma a otimizar o ritmo dos trabalhos de escavação;
- Estudo da influência dos fenómenos de retração e de fluência das lajes maciças de betão armado e da parede tipo Berlim nos movimentos a longo prazo da estrutura de suporte;
- Estudo do comportamento global do maciço arenoso quando o nível freático se encontrar acima da base da escavação tendo em conta os fenómenos de rotura hidráulica junto da fronteira de jusante (base da escavação) e de erosão interna;
- Modelação numérica de obras reais cujo comportamento tenha sido observado durante a escavação e durante o processo de consolidação (em solos argilosos), de forma a avaliar a fiabilidade dos modelos numéricos utilizados;
- Modelação desta solução quando sujeita a solicitações dinâmicas (sismos) e a solicitações assimétricas;
- Realização de análises numéricas tridimensionais, com intuito de melhor simulação de uma obra real, por exemplo, para avaliar o efeito de arco tridimensional.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Almeida e Sousa, J. (1998). *Comportamento de Túneis em Maciços Terrosos*. Dissertação de Doutoramento, Universidade de Coimbra.
- Azevedo, M. A. S. (2010). *Escavações Cilíndricas em Solos Moles Suportados por Paredes Moldadas*. Dissertação de Mestrado. FEUP, Porto.
- Biot, M. A. (1935). *Le problème de la consolidation des matières argileuses sous une charge*. Annales de la Société Scientifique de Bruxelles, Vol. 55. p. 110-113.
- Biot, M. A. (1941). *General theory of three-dimensional consolidation*. Journal of Applied Physics, Vol. 12. n.º 2. p. 155-164.
- Bjerrum, L., Clausen, C. e Duncan, J. (1972). *Stability of flexible structures. Proc. 5 th Europ. Conf. Soil Mech. Found.*, Madrid, General Report
- Borges, J. L. (1995). *Aterros sobre Solos Moles Reforçados com Geossintéticos. Análise e dimensionamento*. Dissertação de Doutoramento. FEUP, Porto.
- Borges, J. L. (1998). *Modelos de Estados Críticos*. FEUP, Porto.
- Borges, J. L. (2004). *Escavações Não Suportadas em Maciços Argilosos. Consolidação e Estabilidade Global pelo Método dos Elementos Finitos*. Geotecnia, n.º 120. p. 55-77.
- Britto, A. M.; Gunn, M. J. (1987). *Critical Soil Mechanics via Finite Elements*. Ellis Horwood Limited, UK.
- Carreto, J. (2000). *Jet grouting. Uma técnica em desenvolvimento*. VII Congresso Nacional de Geotecnia: A Geotecnia Portuguesa no início do novo século, 2000, Porto, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Porto
- Costa, P. M. B. A. (2005). *Escavações escoradas em solos argilosos moles. Análise do comportamento considerando os efeitos da consolidação*. Dissertação de Mestrado. FEUP, Porto.
- Falcão, J.; Pinto, A.; Pinto, F. (2000). *Casos práticos de jet grouting vertical*. VII Congresso Nacional de Geotecnia: A Geotecnia Portuguesa no início do novo século, 2000, Porto, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Porto
- Finno, R. J.; Harahap, I. S.; Sabatini, P. J. (1991). *Analysis of braced excavations with coupled finite element formulations*. Computers and Geotechnics, Vol. 12. n.º 2. p. 91 -114. 0266-352X (ISSN)
- Fortunato, E. M. C. (1994). *Escavações Escoradas em Maciços Argilosos Moles. Uma Contribuição para o seu dimensionamento*. Dissertação de Mestrado. FEUP, Porto.
- Guerra, N. M. C. (1999). *Mecanismo de Colapso de Cortinas de Contenção Tipo Berlim por Perda de Equilíbrio Vertical*. Dissertação de Doutoramento. IST, Lisboa.
- Lambe, T. W.; Whitman, R. V. (1969). *Soil Mechanics*. John Wiley and Sons, Inc., New York, 1969.
- Lewis, R. W.; Schrefler, B. A. (1987). *The finite element method in deforming and consolidation of porous media*. John Wiley and Sons, Inc., New York.
- Lopes, M. R. L. (2004). *Efeitos diferidos no tempo associados à escavação de túneis superficiais*. Dissertação de Mestrado. FEUP, Porto.
- Lopes, P. M. (2010). *Fundações por Ensoleiramento Geral em Maciços Terrosos. Modelação usando Modelo de Estados Críticos*. Dissertação de Mestrado. FEUP, Porto.

- Marques, D. A. O. (2008). *Reforço de Solos de Fundação com Colunas de Jet Grouting Encabeçadas por Geossintéticos*. Dissertação de Mestrado. FEUP, Porto.
- Maranha das Neves, E. (2013). *Mecânica dos Solos dos Estados Críticos*. LNEC, Lisboa.
- Mateus, R. D. C. (2010). *Escavações multi-escoradas em solos moles incorporando laje de fundo de jet grout e pré-esforço nas escoras*. Dissertação de Mestrado. FEUP, Porto.
- Matos Fernandes, M. (1983). *Estruturas Flexíveis para Suporte de Terras - Novos métodos de dimensionamento*. Dissertação de Doutoramento. FEUP, Lisboa.
- Matos Fernandes, M. (1990). *Estruturas de Suporte de Terras*. FEUP, Porto.
- Matos Fernandes, M. (2006). *Mecânica dos Solos. Conceitos e Princípios Fundamentais*. Vol. I. FEUP Edições, Porto.
- Matos Fernandes, M.; Cardoso, A. S. e Fortunato, E. M. C. (1997). *A reappraisal of arching around braced excavations in soft ground*. Proc. Applications of Computational Mechanics in Geotechnical Engineering, Azevedo et al. (Eds.), Balkema, Rotterdam, pp. 333-350
- Matos Fernandes, M.; Cardoso, A. S.; Topa Gomes, A.; Borges, J. L.; Guerra, N. C.; Antão, A. N. (2012). *Deep excavations in urban areas - finite element modelling for three geotechnical scenarios and retaining solutions. Innovative Numerical Modelling in Geomechanics*. Taylor & Francis Group, London. 978-0-415-61661 -4 (ISBN)
- Monteiro, A. J. S. (2011). *Escavações em maciços argilosos suportados por paredes de jet grout armado com perfis metálicos*. Dissertação de Mestrado. FEUP, Porto.
- O'Rourke, T. D. (1992). *Base stability and ground movement prediction for excavations in soft clay*. Cambridge, UK.
- Pereira, P. D. P. T. (2014). *Escavações Profundas em Solos Moles. Reforço do Maciço Pela técnica de Cutter Soil Mixing*. Dissertação de Mestrado. FEUP, Porto.
- Pinto, R. N. M. G. (2008). *Sistemas construtivos de estruturas de contenção multi-apoiadas em edifícios*. Dissertação de Mestrado. FEUP, Porto.
- Pinto, A. (2010). *Muros e estruturas de contenção*. Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Pinto, A., Tomásio, R. e Godinho P. (2013). *Innovative Solution of King Post Walls Combined with CSM Panels*. Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 2013, Paris, 2071-2074.
- Potts, D. M.; Zdravkovic, L. (1999). *Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering - Theory*. Thomas Telford, London.
- Santos, J. N. S. R. (2011). *Análise do comportamento de parede tipo Berlim definitivo*. Dissertação de Mestrado, IST, Lisboa.
- Santos, R. M. B. A. M. (2014). *Estabilidade do Fundo de Escavações Escoradas em Solos Moles. Análise da Segurança usando o Método dos Elementos Finitos*. Dissertação de Mestrado. FEUP, Porto.
- Sousa, E. D. C. (2009). *A Técnica de Cutter Soil Mixing Aplicada a Escavações Urbanas. Aspectos Gerais e Caso de Estudo*. Dissertação de Mestrado. FEUP, Porto.
- Teixeira, F. P. P. (2014). *Modelação Numérica de Paredes de Contenção Apoiadas em Bandas de Laje*. Dissertação de Mestrado. FEUP, Porto.

Terzaghi, K.; Peck, R. B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley & Sons, New York.